

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

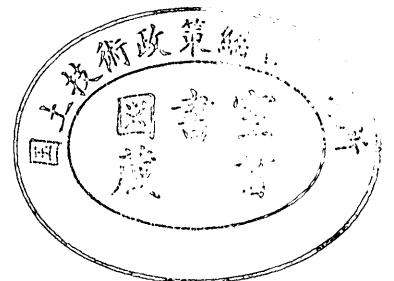
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 11

NO. 4

DEC. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第4号 (Vol. 11, No. 4), 1972年12月 (Dec. 1972)

目 次 (CONTENTS)

1. Vibratory Response of a Laterally Constrained Silty Clay Subjected to a Longitudinal Vibration.....Yasufumi UMEHARA..... 3
(縦振動を受ける側方拘束粘土の振動応答.....梅原靖文)
2. 岩礁上の円柱の設計波力に関する研究
.....合田良実・池田龍彦・笹田 正・岸良安治..... 45
(Study on Design Wave Forces on Circular Cylinders Erected upon Reefs
.....Yoshimi GODA, Tatsuhiko IKEDA, Tadashi SASADA and Yasuharu KISHIRA)
3. 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ...中瀬明男・勝野 克・小林正樹..... 83
(Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay.....Akio NAKASE, Masaru KATSUNO and Masaki KOBAYASHI)
4. 石灰による深層混合処理工法 (第2報)
.....奥村樹郎・寺師昌明・光本 司・酒井正寛・吉田富雄.....103
(Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (2nd Report)
.....Tatsuro OKUMURA, Masaaki TERASHI, Tsukasa MITSUMOTO,
Tadahiro SAKAI and Tomio YOSHIDA)
5. 空港舗装における路盤の等価値に関する研究.....須田 潤・佐藤勝久.....123
(Study on Layer Equivalencies of Bases in Airport Pavements
.....Hiroshi SUDA and Katsuhisa SATO)
6. 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性
.....土田 肇・上部達生.....191
(Characteristics of Base-Rock Motions Calculated from Strong-Motion Accelerograms at Ground Surface.....Hajime TSUCHIDA and Tatsuo UWABE)
7. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究
.....青木義典・田淵民雄.....271
(A experimental study on the interaction between trench type tunnels and soils
.....Yoshinori AOKI and Tamio TABUCHI)
8. 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて.....青木義典・丸山 浩.....291
(Spectra for Earthquake Resistive Design of Trench type Tunnel
.....Yoshinori AOKI and Hiroshi MARUYAMA)
9. 雑貨埠頭の上屋・倉庫のシステム設計 (第1報)工藤和男.....315
(System Design of Transitsheds and Warehouses(Part-1)Kazuo KUDO)
10. スパッドに作用する衝撃荷重について
.....平山 勇・菊谷 徹・小岩苔生.....337
(Shock Forces on a Spud of Working Craft
.....Isamu HIRAYAMA, Toru KIKUYA and Taisei KOIWA)

5. 空港舗装における路盤の等価値に関する研究

須田 熈*・佐藤勝久**

要 旨

路盤に粒状材料より良質の材料を使用した場合には、舗装厚を減らすことができる。空港舗装でのこの減少率すなわち等値換算係数（等価値）に関する問題点を明らかにするため、現場 CBR が約13の砂路床上に延長170mの円形のアスファルト試験舗装を製作した。17区画、24種類の試験舗装に対し、大型航空機と同等な脚荷重を持つ原型走行荷重車を用い、載荷試験、走行試験が実施された。

繰返し走行荷重による試験舗装の破壊状況を明らかにした上、多くの試験結果に基づき路盤の等価値が決定された。アスファルト安定処理、セメント安定処理、リーコンクリート、スラグについては、路床鉛直応力から求まる値を使用すべきことが判明した。浸透式マカダムの場合、路面累積塑性沈下の結果から、粒調碎石なみの効果しかないことがわかった。限られた試験舗装での結果から算定された等価値を、弾性理論の助けなども借りることにより、広くあらゆるケースに適用できるように、普遍化する試みもなされた。その結果、本実験で求めた等価値は、通常の舗装に対してはそのまま適用できることがわかった。

そのほか、路盤の等価値の検討に関連して、空港舗装の破壊、表層+基層厚、航空機の反復作用回数、路床の設計 CBR、砂路床の締固め度などの問題点も考察された。このうち、静的あるいは低速走行荷重に対する表層+基層厚として10cm程度の供用性がよいことや、砂路床の設計 CBR は現場 CBR から算定すべきことなど、かなりの部分が判明した。

* 前土質部 滑走路研究室長

** 土質部 滑走路研究室

5. Study on Layer Equivalencies of Bases in Airport Pavements

Hiroshi SUDA*

Katsuhisa SATO**

Synopsis

The object of this study is to investigate the layer equivalencies of bases in airport pavements. Seventeen sections of airport test pavements containing various thicknesses and materials of bases were constructed on sand subgrade. Static and dynamic loadings and traffic tests were carried out on these test pavements by using a test load cart with dual tandem wheel arrangement and gear load as equal as those of large aircraft.

After the condition of destruction of test pavements was examined, the layer equivalencies of bases were evaluated on the basis of a lot of test results. The layer equivalencies calculated on vertical stresses of subgrades should be used in asphalt stabilized materials, cement stabilized materials, lean concrete and slag. Judging from permanent settlements of pavement surface, the layer equivalency of penetration macadam was about the same as that of graded crushed stones. It was ascertained with the help of elastic theories that these values determined from the test pavements could be applied to ordinary airport pavements.

Besides, some problems on the destruction of airport pavement, the thickness of surface and binder courses, the coverages of aircraft and the design CBR values of subgrades were investigated in relation to the study on the layer equivalencies.

* Ex-Chief of Runways Laboratory, Soils Division

** Member of Runways Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	123
1. ま え が き	127
2. 空港舗装の特色と路盤の等価値	127
3. 実 験 方 法	129
3.1 実 験 概 要	129
3.2 試験舗装のための整地と路床製作	130
3.3 試験舗装の構造と埋設計器	131
3.4 試験舗装の材料および施工管理	134
3.5 測定の種類と実験の経過	140
3.6 舗装の沈下の定義	144
4. 舗装の破壊と航空機荷重の反復作用回数	144
4.1 空港アスファルト舗装の破壊	144
4.2 表層+基層厚および全厚と舗装の破壊	146
4.3 航空機荷重の反復作用回数	153
4.4 路床の設計 CBR	156
5. 安定処理路盤の等価値	157
5.1 概 要	157
5.2 路床の破壊に対する等価値	159
5.3 路盤の破壊に対する等価値	165
5.4 表層・基層の破壊に対する等価値	171
5.5 安定処理路盤の等価値	177
5.6 等価値の普遍化への検討	180
6. 結 論	185
7. あ と が き	185
謝 辞	186
参 考 文 献	186
付録 砂路床の締固め度	187

1. まえがき

空港アスファルト舗装構造の設計法については、すでに港湾技研資料No. 52「空港瀝青舗装の舗装厚設計法に関する調査研究¹⁾」、同 No. 53「空港瀝青舗装の材料および施工に関する調査研究²⁾」において、世界の主要な設計法の文献調査とその比較検討を行ない、これに基づいて港湾技研資料No. 54「空港アスファルト舗装構造の設計法に関する一提案³⁾」を作成した。昭和45年には運輸省航空局から「空港アスファルト舗装構造設計要領⁴⁾」も発表された。

この空港用アスファルト舗装構造の設計法は、路床のCBR値に基づいて舗装厚が決められるので、CBR法とも呼ばれている。このCBR法の舗装厚設計曲線は、米陸軍工兵隊(Corps of Engineers, 以後CEと略す)によって開発されたもの⁵⁾で、上層路盤や下層路盤が粒状材からなる場合に適用されるものである。路盤材として粒状材よりも品質のよいアスファルト安定処理材やセメント安定処理材を使用する場合には、当然舗装厚を薄くすることができるであろう。道路舗装では、米国における大規模な走行試験(一般にAASHO道路試験と呼ばれる)の結果をもとにして、品質のよい材料を路盤に使用した場合の舗装厚の軽減率(等値換算係数あるいは等価値という)を定めている⁶⁾。一般に空港舗装では、航空機の車輪荷重が自動車の車輪荷重よりもはるかに大きい(2.参照)ことなどから、路盤材による舗装厚の軽減率を道路よりも低くとっている⁷⁾が、その妥当性は明確ではない。

路盤を含めて舗装の耐久性は荷重の繰返し回数に左右されるところが大きい。AASHOでは、試験舗装上に実際の自動車荷重を走行させ、路盤の耐久性を調べ、その結果を各種路盤の等価値の決定に採用した⁸⁾。空港アスファルト舗装構造設計要領でも、荷重の繰返し作用回数の概念を取り入れているが、十分合理的なものとはいえない。すなわち、道路などと異なりかなり広範囲に交通が分布する実際の滑走路や誘導路やエプロンでは、そこを通過する航空機の交通量が、舗装の同一点に対しどれだけ繰返し作用を与えているのか不明確である。また、荷重条件が道路とは大きく異なる空港舗装の路盤に対し、耐久性が等価値にどのように影響するのもか判断としない。

アスファルト舗装の設計法がまったく理論的に作り上げられるには、まだかなりの年月が必要であり、それまでは従来の経験的あるいは半経験的な設計法を使用せざる

をえない。このような現状において、前述の疑問点を解決するためには、AASHO道路試験の場合と同様に、実際に試験舗装を作り、大型航空機に相当する実物大の荷重を走行させて、舗装の挙動を調べるのが最良であろう。理論的な設計法においても、路盤の等価値あるいは航空機荷重の繰返し作用効果といった問題は当然解明されねばならないし、その場合も舗装の耐久性を考慮するためには、実際の舗装での走行試験を行なわねばならないかもしれない。

本研究では、延長170mの円形のアスファルト試験舗装上を、実物の大型航空機に等しい荷重と車輪配置を有するトレーラーを繰返し走行させ、前記の問題点とこれに関連する問題の解明に努めた。17区画、24種類の試験舗装は、現場CBRが約13の砂路床上に製作され、舗装上では各種載荷試験と走行試験が実施された。種々の路盤材の等価値は、粒調碎石路盤を持つ基準舗装の結果との比較によって求めた。

本実験は決められた車輪配置、接地圧、接地面積のもとにおける、決められた材料に対する走行試験であるため、これをあらゆる荷重条件、材料に拡張してやる必要がある。このためには、舗装の破壊がどのような過程でどのような原因で起こるのかを明確にしておかねばならない。試験舗装に対し、路面の弾性・塑性沈下、累積塑性沈下、表層・基層の温度、表層・基層内の水平歪、路床の弾性・塑性沈下、累積塑性沈下、路床応力などの測定が実施されたが、これはこのような測定を通して試験舗装の挙動を正しく把握し、舗装の破壊規準を明らかにしようとしたものである。これらの測定結果を分析し、弾性論の助けなども借りることにより、本実験の結果を広くあらゆるケースに適用できるように普遍化することを試みた。

これら一連の研究過程を経て、従来不明確であった大型航空機荷重に対する各種路盤の等価値が初めて明らかにされた。

2. 空港舗装の特色と路盤の等価値

滑走路、誘導路、エプロンなどの空港舗装は、構造上道路舗装と本質的に同じではあるが、厚さや材料の質、締固めなどの点において差がある。それは対象物が航空機と自動車であることの違いによるもので、両者は種々の点で相違する⁹⁾。ここではこのうち、路床・路盤の安定性、特に本報告書で問題としている路盤の等価値に影響を及ぼすと考えられる要素について、主なものの概略の説明をする。

舗装の設計法で最も重要な要素は荷重条件である。航空機および道路上を走行する車両は、総重量において大きな差があり、航空機の方がはるかに大きい。現在の最大機種はB-747(巨人機)で、その総重量は308tonであるから、自動車荷重T-20の15倍にもなる。航空機の大型化は世のすう勢であり、総重量も増々大きくなっていくことであろう。

このように大きな荷重を支持するために、当然のことながら、航空機の脚および車輪の配置型式は、自動車の場合と大きく異なる。自動車では複車輪の場合でも車輪間隔は狭く、舗装に対しては単車輪とみなしうるが、大型航空機では1脚に車輪が4個の複々車輪が多く、将来は6個あるいはそれ以上の車輪系が出現しそうである。しかも、これらの車輪は自動車に比べて大きい間隔で配列されているので、舗装に対しては単純に単車輪とは考えることができない。また、1脚当りの荷重はT-20で8tonであるのに対し、大型航空機では80ton近くなる。

航空機の総重量の増大に対処するため、車輪数を増加させるとともに、車輪のタイヤ内圧も上昇された。自動車車輪のタイヤ接地圧が4~7kg/cm²であるのに対し、大型のジェット機では10~14kg/cm²と約2倍になっている。これを車輪のタイヤ接地面積から眺めてみるならば、T-20程度の自動車では600~800cm²であるが、大型ジェット機では1車輪1,000~1,300cm²であって、接地圧の場合と同様自動車の約2倍となっている。

このほか、荷重が舗装上を走行する速度が著しく異なっている。通常の自動車ではせいぜい100~120km/hなのに対し、大型航空機では着陸時の速度は約250km/h、離陸時には300km/h前後に達する。このような高速荷重に対しては、舗装の安定性、耐久性、平滑度が重要な問題となる。

以上の荷重条件における相違と並んで大きな相違が、荷重の繰返し回数および分布状況にもみられる。

道路は4~5tonの複車輪荷重を1日最高1,000~2,000回受けるが、東京国際空港の例では、DC-8やB-707級の大機による離発着回数は年間2万回程度であり、荷重分布を考えれば、同一点に対する繰返し荷重回数は更に少なく、年間2,000~3,000回程度であると推定される¹⁰⁾。道路の場合、横断方向についてその走行頻度を考えると、ほとんどの車両が舗装端から約1mのところを走行するので、交通量をそのまま荷重の繰返し回数とみなせば、空港に比べいかにこれが大きいかわかる。

滑走路では横断面の中央付近に荷重が集中し、一般に交通量の約80%が中央13mの幅を通過している¹¹⁾。誘導

路、エプロンでは、走行場所や駐機場所が指示されることが多いので、滑走路以外に一定の場所に荷重が集中する。このような条件を考慮しても、舗装上のある地点に着目した繰返し回数は、なお道路の方がはるかに大きい。また、空港舗装、特にエプロンでは、荷重が一定方向ではなく、多方向に走行することがあり、この点でも道路の場合と異なっている。

また、交通の種類および性質を考えると、滑走路の舗装をひんぱんに維持補修することは困難であり、できるだけ耐久性のある舗装であることが望まれる。舗装厚および舗装材料の設計に際し、この条件が十分合理的に加味されねばならない。

道路舗装と空港舗装の相違点について、最後に両者の破壊の状況を眺めてみると、道路のアスファルト舗装では、舗装の端部で破壊されることが多いのに対し、空港ではエプロン、誘導路、滑走路の両端のような、航空機がある決められた線に沿って走るところに主に生じている。

以上両者の主な相違点について述べてきたが、与えられた輪荷重と与えられたタイヤ圧について設計する場合、道路舗装の方が空港舗装よりも厚いのが普通である。これは主として、荷重の繰返し回数、端部走行の有無に基づくものである。一方、舗装に用いられる材料の質や施工などの条件は、一般に空港舗装の方が厳しい。タイヤ圧の影響を大きく受ける表層、基層の材質を、マーシャル安定度に対する基準を例にとり示すと、道路舗装が500kg以上¹²⁾であるのに対し、タイヤ接地圧が7kg/cm²以上の航空機用空港アスファルト舗装では、表層が900kg以上、基層が800kg以上¹³⁾と規定されている。

同様な配慮が路盤の設計にもなされている。路盤の場合、タイヤ圧よりも車輪の総重量によって受ける影響が大きく、前述のように航空機の重量が自動車に比して著しく大きいことを考慮して、空港舗装の場合路盤の等価値を表-2.1に示すように、道路のアスファルト舗装要綱などに明記されている値よりやや低目の値を採用している。

しかし、この値が妥当なものであるかどうかは、空港舗装の路盤に関して確かめられているわけではない。表-2.1の値は道路舗装での結果や各種基準をもとに暫定的に決められたものであり、多分にAASHOの結果を安全側に使用したものに過ぎない。舗装の構造および厚さを左右する等価値が、このように十分な検証なしに使用されていることは、不経済な設計となる可能性は大きく合理的とはいえない。大規模な実験研究から得られた道路

表-2.1 舗装材料の等価値 (空港アスファルト舗装構造設計要領)

材料名	混合方式	主な材質	等価換算係数
瀝青安定処理材	中央プラント加熱混合	マーシャル75回, 安定度500kg以上	2.0
		マーシャル75回, 安定度350kg~499kg	1.5
浸透式マカダム	—	—	1.0
セメント安定処理材またはソイルセメント	中央プラント混合	$\sigma_7 \geq 50\text{kg/cm}^2$	1.5
		$30\text{kg/cm}^2 \leq \sigma_7 < 50\text{kg/cm}^2$	1.3
リーコンクリート	中央プラント混合	$\sigma_7 \geq 100\text{kg/cm}^2$	2.0
		$80\text{kg/cm}^2 \leq \sigma_7 < 100\text{kg/cm}^2$	1.5
表層, 基層のアスファルト・コンクリート	中央プラント加熱混合	—	2.0
粒度調整碎石	中央プラント混合	—	1.0

の等価値は、精度も高く有用なものではあるが、これを空港舗装に適用するための方法はない。理論的に舗装の検討を行なうことも難かしい現在、空港舗装に関して路盤の等価値を実測により別個に求める必要がある。

3. 実験方法

3.1 実験概要

空港舗装の路盤の等価値の検討は、最も厳しい条件の舗装区域に対して行なわれねばならないが、それははたしてどこであろう。

2.でも述べたが、空港舗装の破壊は、エプロン、誘導路、滑走路末端などのように、静止荷重あるいは低速走行荷重が作用するところに集中している。高速走行荷重の作用する滑走路中間部には、衝撃力や水平せん断力などによる表層のはく離などの問題はあるが、航空機が揚力を受けて、舗装に及ぼす鉛直荷重はかなり小さくなっているため、全体的な舗装の破壊はほとんどない。これに対し、前記舗装区域では全備重量の航空機荷重が作用し、曲線部では遠心力、ねじり力なども加わる。しかも、これらの区域の作用荷重の分布は、滑走路中間部などより集中する。また、アスファルトコンクリートが静止荷重あるいは低速走行荷重に弱いということも考慮するならば、エプロン、誘導路などの舗装が空港舗装の中で最も問題の大きい部分になるであろう。

このような条件を考慮して、図-3.1のような延長170mの円形の試験舗装を製作し、実物の大型航空機に等しい車輪配置と荷重を有するトレーラ¹⁴⁾ (以後原型走行荷

重車と呼ぶ)を用いて舗装上で静的載荷および低速走行を繰返し実施した。載荷にともなう各種試験の結果から、空港舗装での合理的な路盤の等価値の決定がなされた。

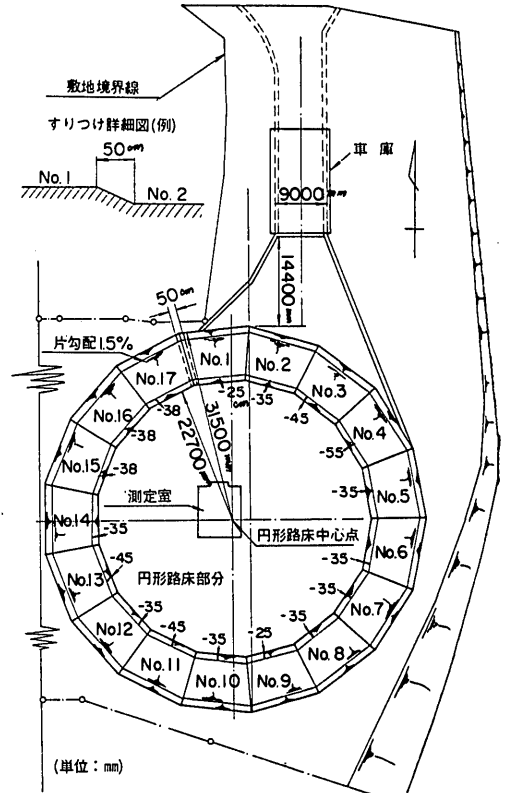


図-3.1 試験舗装平面図と路床表面の深さ

試験舗装は現場 CBR が13程度の砂路床上に作られ、舗装厚、路盤材料を種々に変えた17区画、24種類の舗装から成っている。路床および舗装体内には、各種電気的計器が埋設され、円形試験舗装の中心にある測定室で集中計測された。

舗装の製作は昭和43年度に終了し、昭和44年度から載荷試験、走行試験に入り、昭和45年度の第2回の舗装解体調査で一連の実験はすべて完了した。結果の一部はすでにいくつかの報告書^{15),16),17)}にまとめられ発表されているが、本実験については概要が述べられているに過ぎない。この報告書でとり扱う空港舗装の路盤の等価値は、多様な実験の結果を総括集して決められたものであるので、以下試験舗装の製作および実施された各種試験について詳細に記述することにする。

3.2 試験舗装のための整地と路床製作

試験舗装は、図-3.1に示す約11,800m²の実験場内に、原型走行荷重車（写真-3.2参照）による走行試験ができるように円形に作られた。試験舗装の種類と構造は次節で詳しく説明されるが、1区画の幅と長さはCEにおける試験舗装¹⁸⁾にほぼ等しい値を採用した。すなわち、幅は8.8mで長さ（試験舗装中央）は10mである。

試験舗装のための路床の製作に先立ち、実験場の地盤の整地が行なわれた。当初の地盤にはいくらかの起伏があり、これが平坦になるように均された。図-3.1でNo.1～No.9あたりが盛土でありNo.10～No.17は切土地盤であった。ボーリングの結果、地盤は5～7mの深さまで砂で、その下に薄い砂レキ層と泥岩層のあることが判明した。砂には細砂と粗砂の2種類があり、一部に貝がらが混入していた。

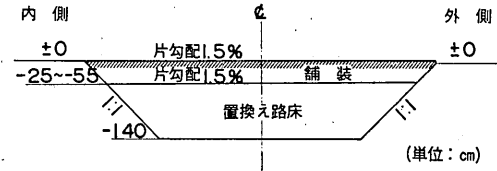


図-3.2 置換え路床と試験舗装の横断面図

表-3.1 路床土の土性諸元

土 性	試 験 結 果
粒 度 比 重	表-3.2参照 2.73
統一土質分類名	SP
最適含水比	12.1%
最大乾燥密度	1.815g/cm ³

表-3.2 路床土の粒度試験結果（路床面から-10cm）

試験区画	D ₆₀ (mm)	D ₁₀ (mm)	均等係数	74μ 通過量 (%)	2mm 通過量 (%)	4.76mm 通過量 (%)	統一土質 分類名
1	0.57	0.18	3.17	1	94	98	SP
2	0.51	0.18	2.83	0	94	98	SP
3	0.49	0.18	2.72	1	98	99	SP
4	0.66	0.20	3.30	0	91	96	SP
5-1	0.55	0.16	3.44	1	94	99	SP
5-2	0.68	0.15	4.53	1	91	99	SP
6-1	0.68	0.20	3.40	0	91	97	SP
6-2	0.67	0.19	3.53	0	91	96	SP
7-1	0.63	0.20	3.15	0	93	97	SP
7-2	0.60	0.18	3.33	0	90	95	SP
8	0.58	0.18	4.46	0	95	98	SP
9	0.60	0.21	2.86	1	97	99	SP
10	0.66	0.21	3.14	1	89	95	SP
11	0.72	0.18	4.00	1	87	95	SP
12	0.79	0.21	3.76	1	87	94	SP
13	0.83	0.20	4.15	1	86	95	SP
14-1	0.90	0.22	4.09	1	88	94	SP
14-2	0.88	0.26	3.38	0	88	96	SP
15-1	1.27	0.32	3.97	0	79	90	SP
15-2	1.12	0.25	4.48	0	79	91	SP
16-1	0.60	0.21	2.86	0	93	98	SP
16-2	0.64	0.24	2.67	0	93	97	SP
17-1	1.00	0.24	4.17	1	82	93	SP
17-2	0.99	0.24	4.13	1	81	92	SP
*細砂	0.47	0.17	2.76	0	88	95	SP
*粗砂	1.80	0.25	7.20	0	62	71	SW

一般的にみれば比較の均一な地盤と考えられるが、実験場が建造物の撤去跡で、地盤内に地下埋設物などの異物が存在する可能性があったことと、載荷試験等の結果に含まれる路床上の差異による影響をできるだけ小さくするために、地盤をある深さまで掘削し、掘削土を十分に混合し、混合された土を敷均し、転圧することにより、置換え路床を製作した。

掘削は舗装表面になる高さから140cmの深さまで行ない、置換え路床製作に必要な土量を一箇所に集め、よく混合し、均一な路床用土を作った。混合された土は路床製作位置に敷均され、1層仕上り厚さが20cmになるように5層に分けて転圧された。図-3.1には各区画の路床表面の深さも示してある。深さの異なる隣接路床のすりつけは50cmの区間で行なった。路床表面は舗装表面の勾配に合わせて、1.5%の片勾配を付けるので、図-3.1の深さは円形舗装の内側での値である。図-3.2は置換え路床ならびに試験舗装の横断面を示す。

掘削、混合された路床用土の土性は、表-3.1に示されている。実験場には、日本統一土質分類¹⁹⁾でSPに属する細砂と、SWに属する粗砂の2種類があったが、これを混合した結果、路床用土は両者の中間的なSPに属する土となった。路床面から10cmの深さにおける各区画の路床土の粒度試験の結果は、表-3.2に示すとおりで、結果相互の間に大きな差はなく、粒度に関しては、ほぼ条件の一定な路床が作れたものと考えられる。

表-3.3 路床土施工管理試験結果

試験区画	乾燥単位体積重量(g/cm ³)		現場CBR
	深さ 20cm	深さ 50cm	
No. 2	2.145	1.851	14.2
	1.787	1.610	12.8
	2.047	1.702	6.2
No. 6	1.777	1.883	19.7
	1.878	1.897	23.7
	1.670	1.891	15.3
No. 10	1.872	2.043	9.1
	1.914	1.908	11.6
	1.981	1.996	16.0
No. 15	1.912	1.929	11.0
	1.797	1.919	5.5
	1.917	1.918	12.4
平均	1.89	1.88	13.1

敷均された土の転圧には、当初10ton程度の三軸またはタンデムローラーを予定していたが、この路床土に対しては機械が土へめり込んで使用不可能なことが判明したため、同等な締固め効果の期待できる振動ローラーによって水締めを実施した。第1層、第2層ではやや締固めが不十分な点もあったが、第3層からは十分な締固め効果があがり、施工管理として実施した現場密度試験の結果でも、ほとんど γ_{dmax} の100%以上になっていた。

写真-3.1は製作が完了した路床の状態を表わしている。でき上がった路床に対しては、試験舗装製作前の路床の条件を検討するため、現場密度試験と現場CBR試験とが実施された。表-3.3にこの結果を示した。完全に一樣な路床が製作されたとはいえないが、これらの管理試験の精度や、載荷試験等の終了後に行なわれた解体調査における結果なども参照すると、完成した路床をほぼ一定なものともなすことには、大きな問題はないものと考えられる。



写真-3.1 製作完了した路床

3.3 試験舗装の構造と埋設計器

円形試験舗装の半径は外側で31.5m、内側で22.7mであるので、舗装の幅は8.8m、舗装幅員中央における円周の長さは170mとなる。試験舗装は17区画に分けられ、1区画の長さは舗装幅員中央で10mである。図-3.2には試験舗装の半径方向の横断面も示されているが、原型走行荷重車の走行を考慮し、路床および舗装には、1.5%の片勾配が付けられた。円周方向の断面が図-3.3で、舗装の種類があわせ示されている。

試験舗装の構造設計は、港研資料No. 54²⁾に準拠してなされたもので、以下にその概略を説明する。

港研資料No. 54で提案された舗装厚の設計法は、CE法⁵⁾と呼ばれる米国陸軍工兵隊で開発された方法に基づくもので、大型航空機のDC-8-63を対象としたアスフ

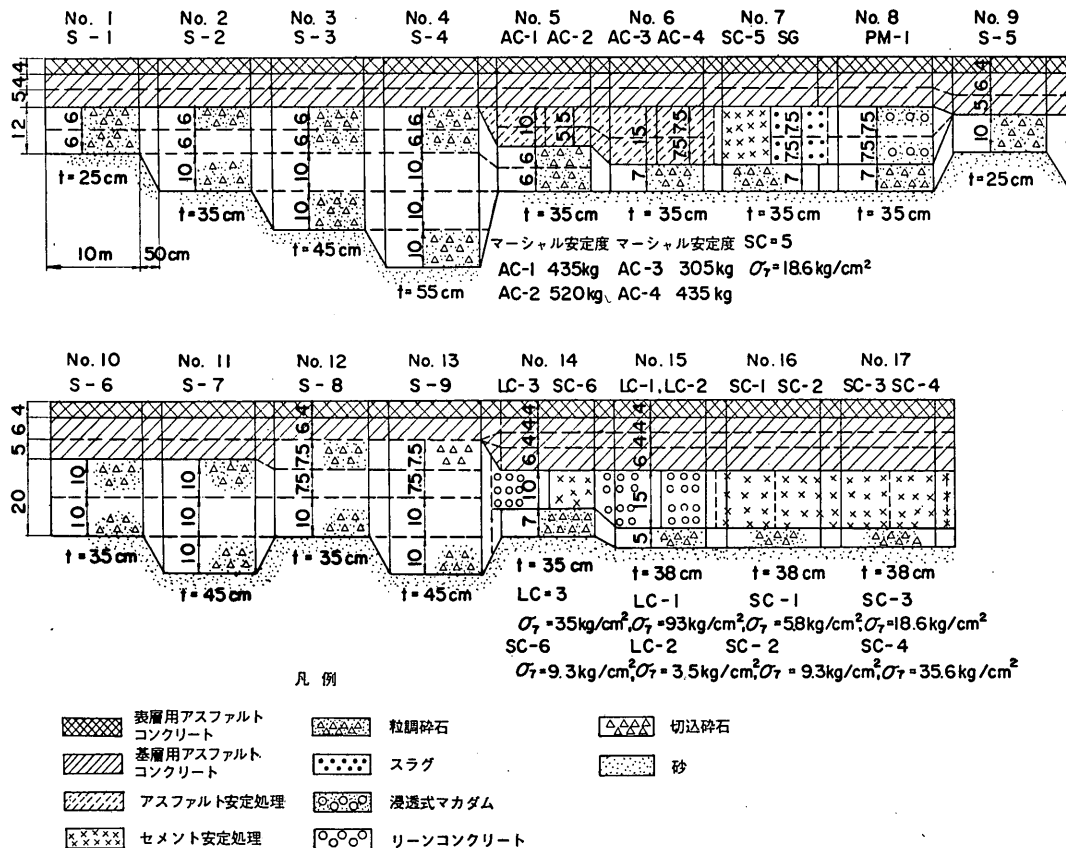


図-3.3 試験舗装の縦断面と構造

舗装の全厚は、表-3.4のようにになる。表中の反復作用回数とは、舗装上のある1点を通過する荷重の繰返し回数を意味する。一方、試験舗装用路床土のCBRは、舗装構造の設計時点では路床が未完成で現場CBR試験が実施できなかったため、室内CBR試験による値から求めた。 γ_{dmax} に対応する設計CBRは約30で、試験舗装の全厚としては、表-3.4の反復作用回数5,000回の35cmを中心として、25, 35, 45, 55cmの4種類にした。しかし、路床完成後の現場CBR試験の結果(表-3.3参照)によれば、現場CBRの値は室内CBRの値の1/2以下で、この路床用の砂については、設計CBRの決定法が大きな問題であることがわかった。このような問題の解明のための研究がなされ、文献15)で報告されているので参照されたい。

一般の舗装の設計では、舗装全厚に引き続いて層構成を決定する。表層+基層+上層路盤の厚さは脚荷重に関係し、表層+基層の厚さはタイヤ接地圧に大きく影響を

表-3.4 DC-8-63の基準舗装厚

CBR	15	20	30	40	
反復作用回数	1,000回	48cm	39cm	28cm	23cm
	5,000	61	49	35	28
	20,000	74	59	42	32

受けるようである²⁰⁾。DC-8-63やB-747に相当する脚荷重とタイヤ接地圧を用いて、CE法によりこれらの最小厚を求めてみると、つぎのようになる。ローディングエプロン、誘導路、滑走路末端などの最も舗装全厚が大きくなる地域に対し、上層路盤のCBRが100以上の場合についてである。

車輪配置	表層+基層	上層路盤
Twin-Twin:	12.5cm	20cm
Twin:	12.5cm	15~20cm

また、FAA法(米国連邦航空庁法)²¹⁾では、表層+基層は7.5cm、上層路盤は24cmが最小厚であり、カナダ

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

法²²⁾では、表層+基層が10~12.5cm、上層路盤が30~38cmが限界値となっている。

これらの結果を参照しつつ、表層+基層の最小必要厚の検討も同時に行なうために、試験舗装には10, 13, 15, 18cmの4種類の表層+基層厚を採用した。室内CBR試験の結果から判断すると、路床のCBRは20以上あると考えられたので、下層路盤は省略し、上層路盤だけ設けた。上層路盤の厚さは、粒調碎石路盤では15cm以上を標準とし、安定処理路盤については、FAA法に準じて、アスファルト安定処理で10cm以上、セメント安定処理では15cm以上とした。安定処理路盤の場合、等価値に及ばず路盤厚の影響を調べるために、いくつかの路盤材については、2種類の路盤厚が設けられた。

また、舗装の使用材料については、次節において詳しい説明がなされるが、表層および基層については、全試験区画にわたりそれぞれ一定のアスファルトコンクリートが用いられ、路盤材のうちアスファルト安定処理、セメント安定処理、リーコンクリートでは、試験区画ごとに安定度や強度が変えられた。できるだけ多種・多様な舗装を検討するため、No.5~7およびNo.14~17の区画では、1区画が2つに分けられ、同種、同厚ではあるが、安定度あるいは強度のいくぶん異なる路盤が舗装された。両者は互に非常に類似の舗装であるので、試験区画が小さくなったことによる影響は、さほど大きくはないものと考えられる。

このようにして17区画、24種類の試験舗装が製作された。載荷試験、走行試験などによるこれらの舗装の検討を通して、路床の設計CBRの問題、路盤の等価値の問題などが解決された。CBR法の舗装厚設計曲線は、粒状材路盤の舗装に対して作られているので、粒調碎石を使用した舗装(Sシリーズ)は基準舗装ともいえるもので、安定処理路盤の舗装をSシリーズの舗装と比較することにより、路盤の等価値は求まる。

試験舗装の検討は、主に原型走行荷重車による載荷試験および走行試験によってなされた。試験舗装に荷重を加えた場合、各舗装の内部にどのような応力や変位が生ずるかを知ることにより、直接的あるいは間接的に舗装の強度を判定した。各試験区画の路床および舗装には、歪計、沈下計、土圧計、温度計などの測定計器が埋設され、中央の測定室にて集中して計測が実施された。使用した測定計器の型式や規格を、表-3.5に一覧表として示す。

これらの計器は、図-3.4に示すように各試験区画に設置された。土圧計、沈下計の平面位置は図-3.5、深さ方

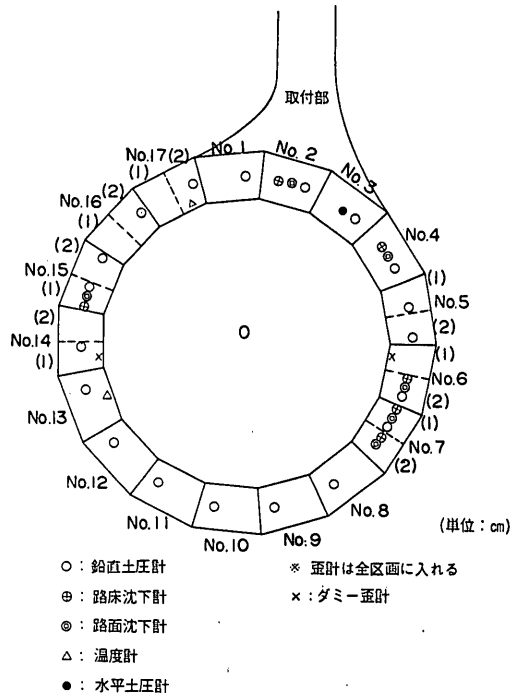


図-3.4 各種測定計器の分布

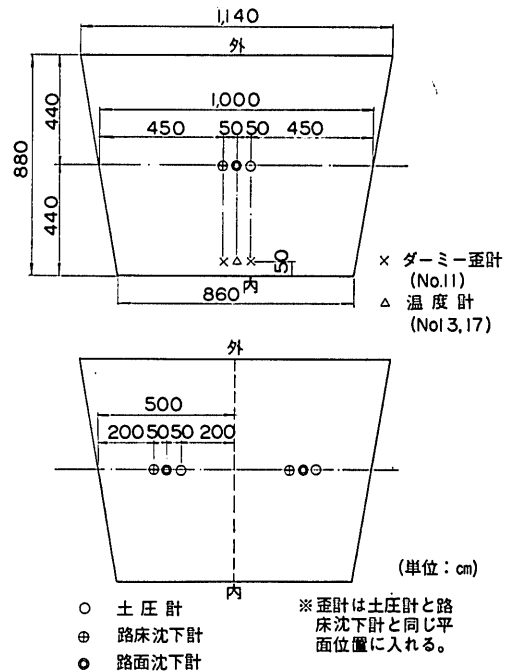


図-3.5 土圧計、沈下計の平面配置図

表-3.5 使用計器一覧表

測定項目	測定する層	使用計器	主な規格
応力	路床	カーソン型土圧計	定格容量8kg/cm ² (No. 3, 4, 11, 13) 定格容量16kg/cm ² (他の区画)
		差動トランス型沈下計	定格容量20mm(調整付)
沈下	路面	差動トランス型沈下計	定格容量50mm
	路床	差動トランス型沈下計	定格容量50mm
歪	表層・基層	ポリエステルゲージ	耐熱性, 単軸, ゲージ長67mm ゲージ抵抗120Ω, ゲージ率2.1
温度	表層・基層	カーソン型温度計	測定範囲-30~+70°C

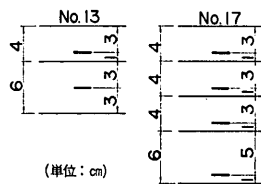


図-3.8 温度計の縦断配置図(表層・基層内)

向の位置は図-3.6に示される。土圧計を路床面から10cmの深さに設置した理由は、土圧計測にともなう応力集中²³⁾やそのほかの誤差をできるだけ防ぐために、より均一な層へ埋設したものである。表層、基層には全試験区画にわたり歪計が設置されたが、その深さ方向の配置は図-3.7に示される。また、No. 13とNo. 17-2の2試験区画には、表層、基層内の図-3.8に示すような断面位置に温度計も設置され、気温とともに自記記録がなされた。

3.4 試験舗装の材料および施工管理

路床の粒度や土性については、管理試験の結果とともに3.2で示してあるので、ここでは舗装に使用された路盤材料と表層、基層材料について、材質および施工管理の結果の要点を述べることにする。舗装厚の設計の場合と同様に、路盤および表層、基層の材質と施工の条件も、ほとんど港研資料No. 54²⁾に示されている基準に準じている。

各種路盤に使用された骨材の平均的な粒度を、標準粒度範囲とともに図-3.9~3.13に示した。標準粒度範囲

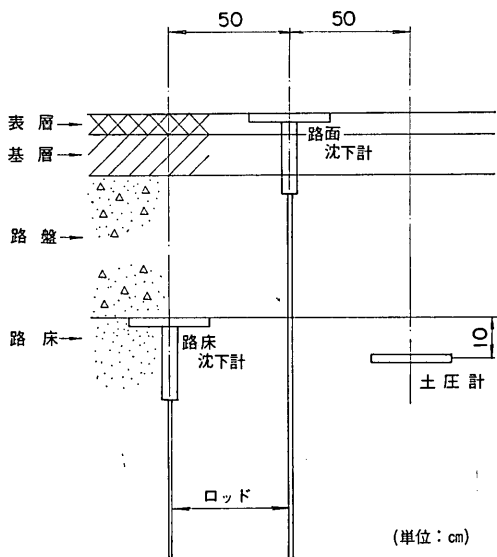


図-3.6 土圧計、沈下計の縦断配置図

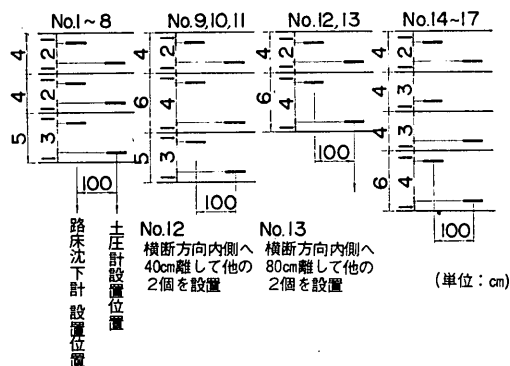


図-3.7 歪計の縦断配置図

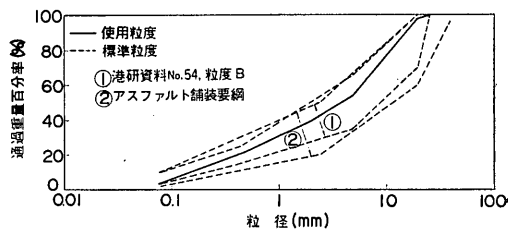


図-3.9 粒調碎石の粒度曲線

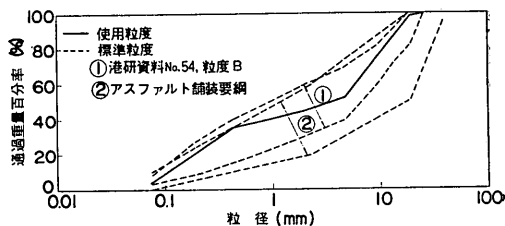


図-3.10 アスファルト安定処理用骨材の粒度曲線

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

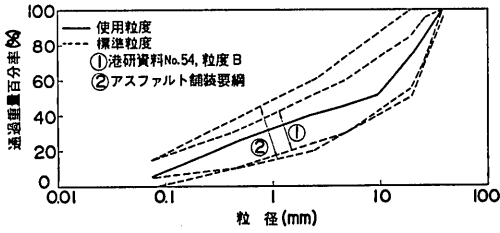


図-3.11 セメント安定処理用骨材の粒度曲線

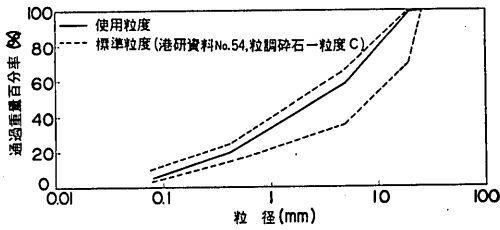


図-3.12 スラッグの粒度曲線

としては、アスファルト舗装要綱²⁴⁾において推奨されている範囲もあわせ示してある。骨材の材質規定は表-3.6の備考欄に示されているとおりで、使用骨材に対するこ

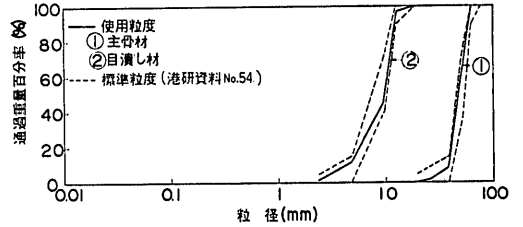


図-3.13 浸透式マカダム用骨材の粒度曲線

これらの項目についての試験結果は、いずれも十分規定を満足するものであった。そのほか、アスファルト、セメント、アスファルト乳剤なども、規定の条件を満足するものが使用された。

このように各路盤は材質規定に適合する材料を用いて施工されたが、その施工管理の基準と試験結果の要点は、表-3.6に示されている。アスファルト安定処理、セメント安定処理、リーコンクリートでは、路盤の材質の違いによる等価値の変化と、材料の最小必要強度などを求めるために、安定度あるいは強度を変えたいくつかの路盤が作られた。アスファルト安定処理については、目標安定度として 250, 350, 450kg を選び、セメント安

表-3.6 路盤の施工管理試験結果

基準		管理試験結果					備考	
粒度調整碎石	各層仕上り密度 JIS A 1210 の 2.5 による γ_{dmax} の 100% 以上	JIS A 1210 の 2.5 による $\gamma_{dmax}=2.23 \text{ g/cm}^3, w_{opt}=8.3\%$					材質規定 1) 比重 2.5以上 2) 吸水率 2.5mm以上 1%以下 2.5mm以下 3%以下 3) ロスアンゼルスすりへり減量 45%以下 4) 硫酸ナトリウム損失量 12%以下 5) 0.42mmフルイ通過分 P I 6%以下 L L 25%以下	
			1層目	2層目	3層目	4層目		5層目
		No. 1	2.235	2.237				
		No. 2	2.224	2.272	2.358			
		No. 3	2.318	2.243	2.320	2.161		
		No. 4	2.262	2.269	2.245	2.349		2.208
		No. 5	2.250	2.218				
		No. 6	2.281					
		No. 7	2.246					
		No. 8	2.279					
		No. 9	2.116					
		No. 10	2.191	2.209				
		No. 11	2.193	2.197	2.313			
		No. 12	2.194	2.221	2.182			
		No. 13	2.218	2.220	2.199	2.333		
		No. 14	2.110					
		No. 15	2.124					
No. 16	2.190							
No. 17	2.179							

(単位 g/cm^3)

基 準		管 理 試 験 結 果					備 考	
ア ス フ ア ル ト 安 定 処 理	マーシャル基準値 (75回突固め)	試 験 計 画	No. 5-1 (A C-1)	No. 5-2 (A C-2)	No. 6-1 (A C-3)	No. 6-2 (A C-4)	使用骨材材質規定粒 度調整砕石と同じ	
	フロー値 (1/100mm)	アスファルト量 (%)	3.5	4.0	3.0	3.5		
	10~40	アスファルト抽出試験	3.46	3.95	2.95	3.43		
	空隙率 (%)	安定度 (kg)	435 (350)	520 (450)	305 (250)	435 (350)※		
	3~12	フロー値 (1/100mm)	24	26	20	24		
	安定度 250, 350, 450kg の3種類	空隙率 (%)	13.7	13.0	16.2	13.7		
	締固め度	密 度 (g/cm ³)	2.174	2.244	2.207	2.165		
	マーシャル基準密 度の96%以上	締固め度 (%)	97.7	100.9	101.3	97.4		
※ () 内は安定度の目標値								
セ メ ン ト 安 定 処 理	締固め度	試 験 区 画	目標の q_u (kg/cm ²)	セメント量 (%)	w (%)	γ_d (g/cm ³)	q_u (kg/cm ²)	使用骨材材質規定 1)比重 2.3以下 2)吸水率 粒径 2.5mm以上 2%以下 粒径 2.5mm以下 5%以下 その他は粒度調整砕 石の場合と同じ
	JIS A 1210の1.4 による γ_{dmax} の96 %以上	No. 7-1	30	4.1	8.4	2.275	8.6	
	材令7日強度 q_u (6日養生, 1日 水浸)	No. 14-2	20	2	7.8	2.280	9.3	
	10, 20, 30, 40kg/ cm ² の4種類	No. 16-1	10	2(石粉なし)	6.9	2.272	5.8	
		No. 16-2	20	2	7.5	2.269	9.3	
		No. 17-1	30	4.1	7.2	2.302	18.6	
		No. 17-2	40	5.4	9.0	2.274	35.6	
ス ラ グ	JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=1.942g/cm^3$, $w_{opt}=9.3\%$ No. 7-2 $\gamma_d=2.123g/cm^3$, $w=5.2\%$ 骨材試験結果 比 重 2.569 吸 水 率 4.3% ロスアンゼルスすりへり減量 28% 硫酸ナトリウム損失量 2.0%							
	骨材試験結果	骨 材 寸 法	粗 骨 材 80~20	目 潰 し 材 20~5 5~0				使用骨材材質規定 1)ロスアンゼルスす りへり減量 45%以下 2)硫酸ナトリウム損 失量 12%以下
比 重			2.728	2.697	2.612			
吸 水 率 (%)			0.7	1.2	3.0			
ロスアンゼルスすりへり減量 (%)			10.7	11.3	—			
硫酸ナトリウム損失量 (%)			7.8	5.3	—			
リ ー ン コ ン ク リ ー ト	普遍ポルトランドセ メント	スランプ 8cm						
	7日強度 σ_7 50, 80kg/cm ² の 2 種類	骨 材	細骨材	粗骨材				
		最大寸法(mm)	5	40				
		粗 粒 率	2.95	7.34				
		表乾比重	2.63	2.65				
		セメント量 (kg/m ³)	水セメン ト比	細骨材率	σ_7 (kg/cm ²)	σ_{28} (kg/cm ²)		
		No. 14-1 (L C-3)	182	87.9	42.3	35	52	
	No. 15-1 (L C-1)	215	66.5	39.6	93	188		
	No. 15-2 (L C-2)	182	87.9	42.3	35	52		

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

表-3.7 表層・基層の施工管理試験結果

基準	管理試験結果						備考	
マーシャル基準値 (75回突固め) 安定度 (kg) 900以上 フロー値 (1/100mm) 25~40 空隙率 (%) 3~5 アスファルト量 (%) 6以上 飽和度 (%) 70~80 締固め度 マーシャル基準密 度の98%以上 表 層	配合設計						使用骨材材質規定 1.粗骨材 1)比重 2.55以上 2)吸水率 1.5%以下 3)ロスアンゼルス すりへり減量 表層 25%以下 基層 30%以下 4)硫酸ナトリウム 損失量12%以下 2.細骨材 1)比重 2.50以上 2)吸水率 2.5%以下 3)P I N P	
	アスファルト量 7.0%							
	マーシャル試験結果 (現場)							
			密度 (g/cm ³)	空隙率 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100mm)		
	第1回	1	2.377	3.5	830	33		
		2	2.369	3.9	955	33		
		3	2.353	4.5	915	36		
		4	2.380	3.4	1,010	38		
	第2回	1	2,350	4.6	1,030	26		
		2	2,403	2.5	1,150	33		
		3	2,352	4.5	895	29		
		4	2,354	4.5	1,085	35		
	第3回	1	2.398	2.9	1,025	31		
		2	2.402	3.2	1,055	31		
		3	2.389	3.1	1,165	31		
		4	2.402	2.7	1,090	37		
		5	2.384	3.3	1,278	34		
		6	2.396	3.7	1,120	39		
	締固め度							
	マーシャル基準密度(平均)=2.344g/cm ³							
2.344×0.98=2.297g/cm ³								
試験区画		密度 (g/cm ³)	層厚 (cm)	試験区画	密度 (g/cm ³)	層厚 (cm)		
No. 1	内外	2.289 2.308	3.8 4.3	No. 10	内外	2.362 2.384	3.8 4.7	
No. 2	内外	2.313 2.304	2.9 4.2	No. 11	内外	2.305 2.374	3.9 4.1	
No. 3	内外	2.304 2.346	3.5 3.9	No. 12	内外	2.339 2.325	4.4 3.8	
No. 4	内外	2.320 2.291	2.9 3.0	No. 13	内外	2.311 2.273	3.3 3.8	
No. 5	内外	2.325 2.295	3.4 3.6	No. 14	内外	2.320 2.356	3.7 3.6	
No. 6	内外	2.312 2.305	3.4 4.3	No. 15	内外	2.416 2.385	4.6 4.6	
No. 7	内外	2.293 2.312	3.1 4.7	No. 16	内外	2.378 2.357	3.3 4.9	
No. 8	内外	2.302 2.278	3.1 3.0	No. 17	内外	2.366 2.389	3.7 4.9	
No. 9	内外	2.359 2.322	4.5 4.1					

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

基 準	管 理 試 験 結 果						備 考
	締固め度						
	マーシャル基準密度 (平均) = 2.338g/cm ³						
	試験区画	密 度 (g/cm ³)	層 厚 (cm)	試験区画	密 度 (g/cm ³)	層 厚 (cm)	
	(1層目)						
	No. 1 内外	2.387 2.374	4.8 4.9	No. 10 内外	2.363 2.403	5.4 5.6	
	No. 2 内外	2.371 2.400	4.2 4.8	No. 11 内外	2.382 2.390	6.8 6.3	
	No. 3 内外	2.344 2.392	5.5 6.2	No. 12 内外	2.373 2.322	5.8 7.1	
	No. 4 内外	2.371 2.368	5.6 5.6	No. 13 内外	2.400 2.323	7.6 7.3	
	No. 5 内外	2.382 2.397	5.7 5.5	No. 14 内外	2.368 2.350	6.1 6.1	
	No. 6 内外	2.392 2.285	5.7 5.2	No. 15 内外	2.390 2.359	6.1 5.9	
	No. 7 内外	2.397 2.395	5.6 5.3	No. 16 内外	2.364 2.347	6.9 7.2	
	No. 8 内外	2.376 2.382	5.6 5.7	No. 17 内外	2.346 2.350	5.7 7.3	
	No. 9 内外	2.374 2.318	6.2 5.2				
	(2層目)						
	No. 1 内外	2.289 2.366	4.4 4.1	No. 9 内外	2.364 2.375	5.1 5.9	
	No. 2 内外	2.304 2.330	6.5 5.0	No. 10 内外	2.390 2.336	5.7 5.7	
	No. 3 内外	2.364 2.313	4.0 3.4	No. 11 内外	2.378 2.395	4.0 4.9	
	No. 4 内外	2.414 2.380	4.4 4.2	No. 14 内外	2.340 2.325	4.3 4.7	
	No. 5 内外	2.302 2.383	4.0 4.2	No. 15 内外	2.323 2.300	4.0 4.2	
	No. 6 内外	2.389 2.361	4.4 4.5	No. 16 内外	2.378 2.286	4.1 3.8	
	No. 7 内外	2.384 2.358	4.2 4.5	No. 17 内外	2.306 2.320	5.5 4.1	
	No. 8 内外	2.388 2.372	4.3 4.1				
	(3層目)						
	No. 14 内外	2.342 2.378	3.1 3.7	No. 16 内外	2.402 2.311	3.1 2.0	
	No. 15 内外	2.342 2.366	2.9 2.6	No. 17 内外	2.404 2.316	2.3 2.1	

定処理の材令7日強度の目標は、10, 20, 30, 40kg/cm²の4種類、リーコンクリートの目標 σ_7 (材令7日強度)は、50, 80kg/cm²の2種類としたが、施工管理試験の結果は目標値からかなりずれたものもあった。セメント安定処理の実測強度が目標強度をかなり下まわっている

が、これには養生条件がいくぶん異なったことも原因しているものと考えられる。すなわち、セメント量決定のための配合設計では、アスファルト舗装要綱の付録²⁵⁾に準じて行なわれ、養生温度は20°Cであったのに対し、現場では締固め密閉後の供試体を単に室内に放置してお

いただけなので、かなり養生温度は低くかった。

表層、基層として舗設されたアスファルトコンクリートに使われた骨材の粒度は、それぞれ港研資料 No. 54³⁾で示される粒度11、粒度7-aの範囲に入るものであった。前節でも述べたが、本試験舗装の表層および基層は、全試験区画にわたってそれぞれ一定のものが使用され、試験結果に表層、基層の材質の違いによる影響が入らないようにした。表-3.7には施工管理試験の結果が示されているが、基準と比較して十分良好な施工がなされたもの

と考えられる。表層あるいは基層の層厚の測定結果がかなりまちまちであるが、これは表層+基層厚が所要の値となるように、各層、各区画で調節を行なったことによるものである。管理試験の結果から、表層と基層の材質がほとんど変わらず、各層厚の合計が図-3.4に示す表層+基層厚にほぼなっているため、表層・基層についても所定の舗設ができたと考えられる。

3.5 測定の種類と実験の経過

製作完了した試験舗装に対して多くの実験がなされ

表-3.8 実験の種類および測定項目一覧表

実験項目	測定項目	荷重種別	走行線番号	測定区画	備考	
静的載荷試験	歪測定：表層、基層内歪 土圧測定：路床上の土圧 沈下測定：路床および路面上の沈下	標準荷重	1	全区画	測定点： 1 走行線 1 区画4点 (図-3.16参照)	
			2	〃		
			5	〃		
			7	〃		
			9	No. 1~5-2		
		軽荷重A	1	全区画		
		軽荷重B	2	〃		
			1	〃		
動的載荷試験	静的載荷試験の場合と同じ	標準荷重	2	全区画	荷重車走行速度 (i) 10km/h (ii) 5km/h	
			3	〃		
			5	〃		
			7	〃		
			3	〃		
走行試験	静的載荷試験の測定項目のほか、横断形状の測定(路面凹凸計)とクラック等の観察、舗装解体調査	標準荷重	2, 3, 4	全区画	走行回数については表-3.10参照	
			軽荷重A	11		No. 2~4 No. 6-1~7-2
			軽荷重B	21, 22		全区画
ベンケルマンビームたわみ量試験	路面たわみ量	トラック荷重	中心線上	全区画	トラック荷重： 普通ベンケルマンビーム 走行荷重車： 特殊ベンケルマンビーム	
		輪荷重 5t	〃	〃		
		〃 7t	〃	〃		
		標準荷重	2	全区画		
		軽荷重A	2	〃		
		軽荷重B	1	〃		
LCN試験	舗装のLCN(繰返しLCN試験) 航空機のLCN			全区画		
平板載荷試験	路床、路盤、路面のK値 (φ75, 45, 30cm)			全区画	舗装解体調査	
現場CBR試験	路床現場CBR			全区画		
その他	温度測定：表層、基層内			No. 13, 17-2	試験実施全期間	
	走行荷重車車輪のタイヤプリント					

た。表-3.8に実験の項目と測定の種類を一覧表にして示す。各試験には原型走行荷重車が用いられたが、このトレーラー部には大型航空機である DC-8 シリーズの 1 脚 4 輪 (図-3.14 参照) が主車輪としてついており、上載荷重によりこれら主車輪には大型航空機に等しい荷重が作用するようにした。原型走行荷重車の詳細については、文献14)を参照されたい。

舗装あるいは路床・路盤の強度の評価について、ベンケルマンたわみ量試験、LCN 試験、平板載荷試験、CBR 試験などが実施されたが、これらのうち、砂質土路床の CBR の問題、路盤の K 値の推定に関する問題については、別報告書^{15),16)}にとりまとめられ、すでに発表されている。舗装の強度についても、たわみ量試験、LCN 試験、平板載荷試験などの結果に基づき、合理的な評価法を確立すべく目下検討中である。

本報告の主目的は、空港舗装における合理的な路盤の等価値を決定することであり、この検討のためにはおもに静的載荷試験、動的載荷試験、走行試験の結果が用いられた。これらの試験の荷重条件は、図-3.14 および表-3.9 に示されている。図-3.14 が原型走行荷重車の主脚の車輪配置で、大型航空機に一般に用いられている複々車輪タイプである。原型走行荷重車の主脚にかかる荷重は表-3.9 の 3 種類で、各車輪のタイヤ接地面積の測定結果から求めたものである²⁰⁾。標準荷重の 73.6ton は、大型航空機 DC-8-63 の満載時の 1 脚荷重 76ton、B-747 (巨人機) の 75.1ton にはほぼ等しい。一方、軽荷重 A、B などは、このような機種に着陸時や燃料非積載時の脚荷重に対応させたものである。写真-3.2 は舗装上の原型走行荷重車で載荷試験の状況を示している。

舗装の幅員方向に図-3.15 に示すよう走行線を定め、各試験は目的に応じていくつかの走行線に沿って実施さ

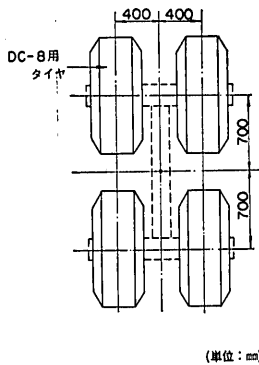


図-3.14 原型走行荷重車の主脚車輪配置

表-3.9 試験用荷重の条件

		タイヤ内 圧 (kg/cm ²)	タイヤ接 地圧 (kg/cm ²)	タイヤ接 地面積 (cm ²)	脚荷重 (ton)
原型走行 荷重車	標準荷重	14.0	13.4	1378	73.6
	軽荷重A	〃	〃	1189	63.2
	軽荷重B	〃	〃	942	50.4
トラック	A	6.5			5
	B	〃			7

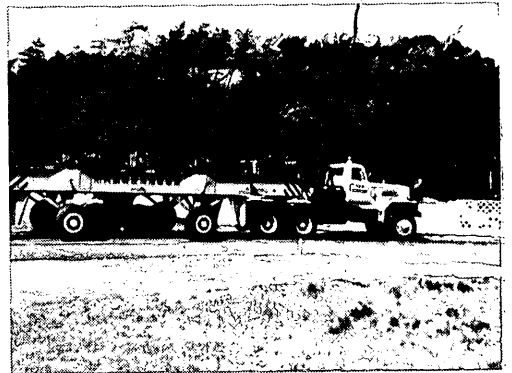


写真-3.2 原型走行荷重車による載荷試験状況

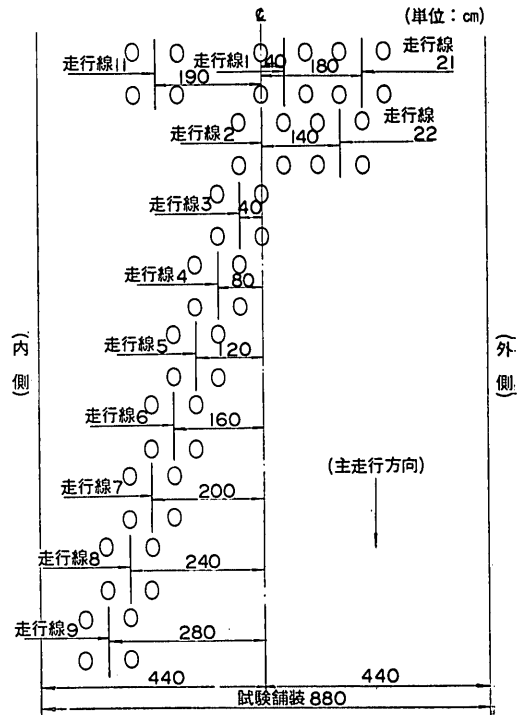


図-3.15 走行線位置

表-3.10 走行試験実施一覧表

試験脚荷重 (ton)	試験区画	走行期間	走行線	走行回数
標準荷重 (73.6ton)	全区画	44.4/14~6/12	2	223
			3	342
			4	203
	No. 6~7	45.5/21~5/25, 5/28	2	800
	No. 15~16	45.5/26~5/27	2	800
軽荷重A (63.2ton)	No. 2~4	45.5/28~6/8	2	500 (No. 2:400)
	No. 2~4	45.6/30~7/14	11	3,000 (No.4; 4,000)
	No. 6~7	45.7/14~7/17	11	1,000
軽荷重B (50.4ton)	全区画	44.10/6~12/17	21	2,000
			22	2,000
			No. 2~4	45.6/13~6/26

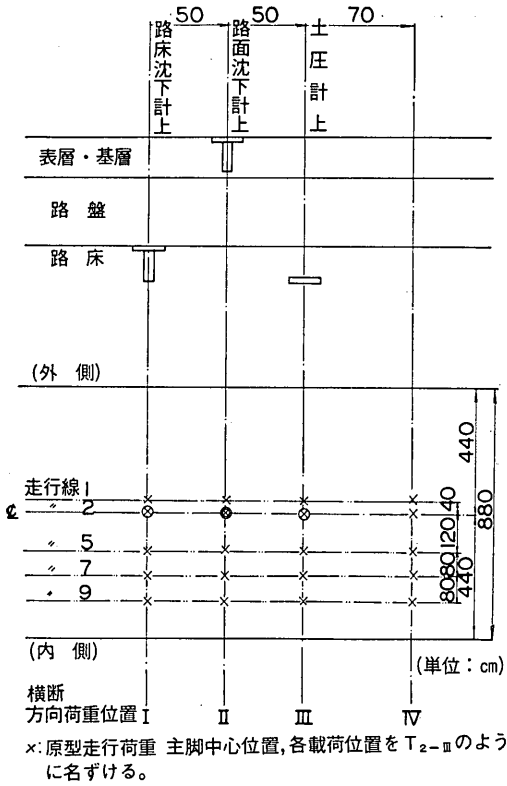


図-3.16 静的載荷試験での脚中心位置

れた。静的載荷試験では、原型走行荷重車の位置を、測定計器 (3.3 参照) との関係において、走行線方向には図-3.16 に示すように変化させた。静的載荷試験が原型走行荷重車を静置したときの舗装の挙動を測定するのに対し、動的載荷試験は、荷重車を走行線に沿って走らせ、舗装の挙動をみた。動的載荷試験の測定項目は、静的載荷試験の場合とまったく同じであるが、計測は動的な方法により、電磁オシログラフで記録がとられた。これら載荷試験の結果は、本報告の路盤の等価値の解析に

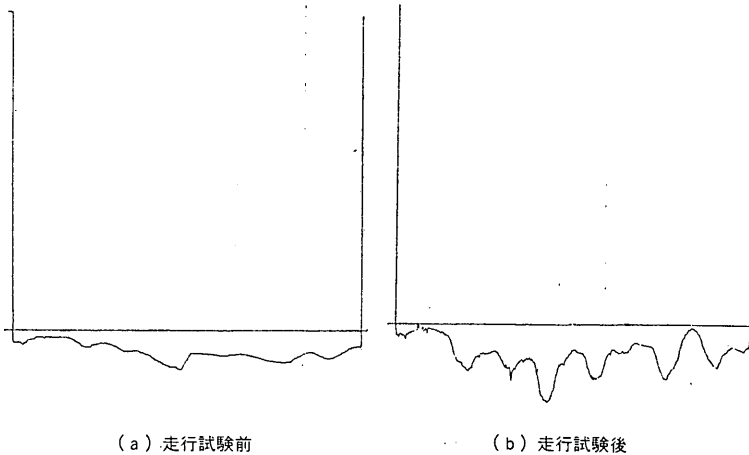


図-3.17 路面凹凸計による測定結果の例

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

において主役をなすものであるが、その一部はすでに航空機荷重の路床・路盤への伝達機構の解明のために利用され、別報告書¹⁷⁾の中に収められている。

走行試験とは原型走行荷重車による走行繰返し載荷試験で、舗装の耐久性を調べるために実施されたものである。試験条件は実際の空港の誘導路に近く、走行速度は約10km/hであった。3種類の荷重に対し、それぞれ1～3の走行線を決め、表-3.10に示すように実施した。標準荷重による走行試験中は、静的あるいは動的載荷試験において行なわれた歪、応力、沈下などの測定も適宜行なわれた。

原型走行荷重車が繰返し走行することにより舗装は変化するが、舗装表面の横断形状の変化は、路面凹凸によって測定した。路面凹凸計のスペンは6mあり、両端の台車は舗装上の走行荷重の影響を受けない場所に設けられた定点に常に設置された。したがって、各走行回数での横断形状を比較することによって、舗装表面の沈下量も算出できる。図-3.17に測定結果の一例を示す。写真-3.3は、試験舗装上の定点に設置された路面凹凸計と測定状況である。舗装各層の変化については、走行試験終了後の舗装解体調査で、横断面形状の測定、密度試験

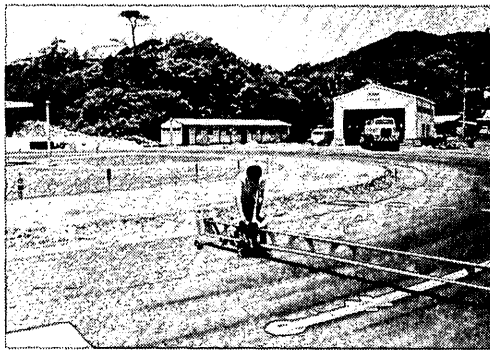


写真-3.3 路面凹凸計による測定状況

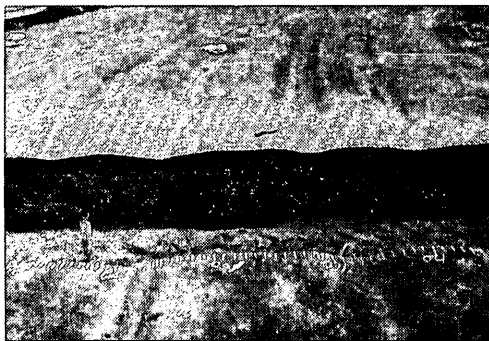


写真-3.4 舗装解体調査での掘削された溝

および各種材料試験が実施された。写真-3.4は、舗装各層の横断面形状測定のために幅1mに掘削された溝で、測定は横断方向に5cm間隔に行なわれた。

以上各実験について荷重条件、測定の内容などについてその概要を述べてきた。最後にこれら一連の実験の経過と実験期間中の表層・基層のアスファルトコンクリートの温度変化について記す。

昭和43年度に製作完了した試験舗装に対し、昭和44年4月から試験に入り、一連の静的および動的載荷試験の終了後、標準荷重による走行試験を6月中旬まで実施した。同年10月から12月にかけては、走行線を変えて軽荷重Bによる走行試験も行なわれた。一応走行試験の成果が上がったところで、昭和45年の1月から3月にわたって、試験舗装の一部に対し舗装解体調査試験が実施された。この調査試験には、舗装や路盤・路床の強度評価のための各種試験も含まれた。解体調査の行なわれなかった試験区画に対し、追加の走行試験が昭和45年5月中旬から7月中旬まで行なわれ、引続いて第2回の舗装解体調査に入った。前回の調査分と合わせ、全試験区画の解体調査が終了したのは同年12月初めであった。

試験舗装は野外に製作され、風雨にさらされるため、気温、湿度、降雨などの気象条件は大きな要素である。しかし、直接載荷試験、走行試験などの結果に影響を及ぼすのは、舗装体の温度であり、特に温度によって材料の性質を変えるアスファルト混合物では、支配的要素となる場合がある。温度計が試験区画 No.13 と No.17-2 の表層・基層の各深さに埋設されたが、温度計ごとに日最高温度と最低温度を求め、これらを月ごとに平均して1年間にわたって示したのが図-3.18、3.19である。野外の試験舗装であるため、季節による温度変化のほか

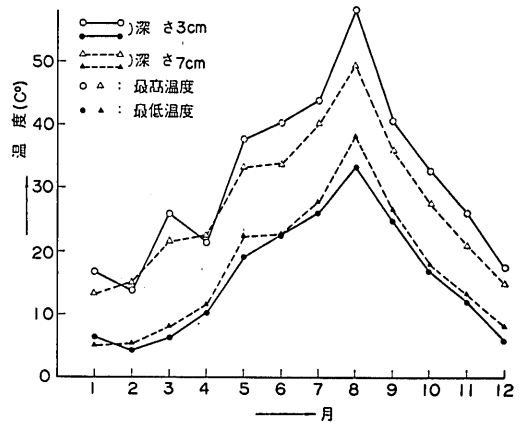


図-3.18 表層・基層内温度測定結果 (No.13)

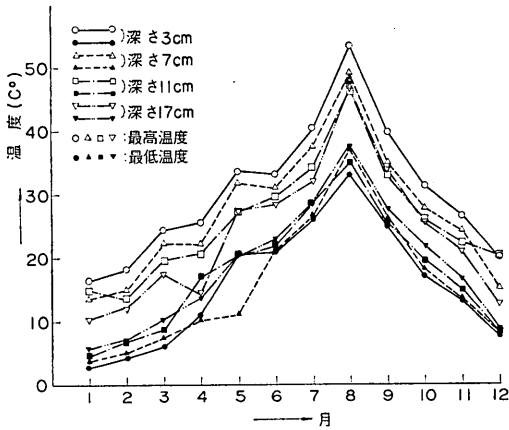


図-3.19 表層・基層内温測定結果 (No. 17-2)

に、1日の間の温度変化もまた大きく、各種測定結果に少なからぬ影響を与えていると考えられる。

3.6 舗装の沈下の定義

今後実験結果の整理、解析をするにあたって、舗装の沈下の種類について定義しておく必要がある。舗装に繰返し荷重を加えた場合、荷重と沈下の関係は図-3.20のようになる。そこで、各沈下を図に示すとおり名づけることにする。

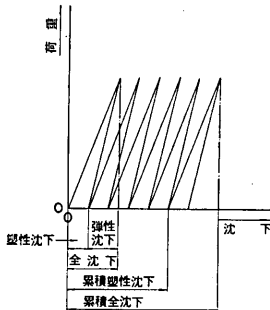


図-3.20 沈下の定義

4. 舗装の破壊と航空機荷重の反復作用回数

4.1 空港アスファルト舗装の破壊

舗装、特にアスファルト舗装の破壊は、舗装表面の平坦性という観点でとらえられる。平坦性を欠く原因としては、路面のワダチとヒビワレが主なものである。道路、空港を問わず、どの舗装も各種車両による繰返し荷重を受ける。舗装は弾性体でないで、荷重が作用すると一般に弾性変形と塑性変形をする。そして、弾性変形

と塑性変形の大きさは、荷重の繰返し回数によって変化し、1回の荷重による変形がたとえ小さくても、塑性変形が累積すると、ついには舗装の破壊の原因となるような大きな変形量に達する。

California Division of Highway が、路床の CBR に基づく道路の舗装厚の設計曲線を作成する際行なった道路のアスファルト舗装の破壊状況調査では、舗装の破壊の原因として次の3種が主なものであった。

- ① 自動車荷重による路床材の側方への流動
- ② 路盤あるいは路床の不等沈下
- ③ 路盤以下の沈下が限界沈下量を越えたこと

空港舗装でワダチあるいはヒビワレといった表層の変状を生じさせる原因を考えると、上に述べた道路での調査結果と2. で述べたような空港舗装の特色も考慮して、次の3項目に大きく分類できよう。

- ① 路床の破壊、異常沈下 (弾性、累積塑性沈下)
- ② 路盤の破壊、異常沈下 (弾性、累積塑性沈下)
- ③ 表層・基層の破壊
 - a. 路盤・路床の破壊、異常沈下による曲げ破壊
 - b. 車輪荷重による材料破壊

これら破壊は材料や施工の不備によって生ずるものも多いが、ここでは繰返し荷重による構造的な破壊についてだけ着目し、以下順を追って各層の破壊の状況や原因などについて考察してみる。

舗装各部は互にすき間がないように密着しており、表層の沈下は限界沈下量以下であり、舗装各部は十分なせん断抵抗をもつように設計されている。しかし、繰返し荷重によって舗装各部の累積塑性沈下は増大し、路床および各層の材料は疲労によって強度を減ずる。舗装厚の設計条件としての道路の日交通量²⁷⁾、空港の反復作用回数²⁸⁾などの概念は、このような要素を考慮したもので、AASHOが路盤の等価換算係数を定める際行なった走行試験も、繰返し荷重による材料の強度特性の変化をみようとしたものである。

空港アスファルト舗装厚の設計に用いられる CBR 法は、路床に生ずるせん断力がある CBR の下では一定であるように、荷重の大小に対して舗装厚を定め、現場走行試験からこれが反復作用回数 5,000 回に相当することを確めたもので²⁹⁾、異なる反復作用回数に対する舗装厚の算出は、経験的に求めた換算係数 (図-4.17 参照) に基づいて行なっている。したがって、空港舗装の路床の破壊は、①路床の強度低下によるせん断破壊とそれに付随する異常沈下、②繰返し荷重による累積塑性沈下の増

大、の2つが考えられる。

路盤についても同様な破壊原因が考えられるが、一般にせん断強度は十分なので、繰返し荷重による累積塑性沈下の方が大きな問題である。安定処理材を路盤に使用すれば路盤厚を薄くできるが、この場合材料の強度特性の変化を十分考慮することが必要となる。材料によっては、繰返し荷重の初期はほとんど弾性変形だけでも、繰返し回数が増加すると急に塑性変形が大きくなるものがある。セメント安定処理やリーコンクリートなどは、繰返し荷重により粒状化して強度が著しく低下する恐れがあり、舗装の破壊や路盤の等価値の検討の際には、路盤の荷重分散効果のほかに、繰返し荷重による耐久性の問題も考慮しなければならない。

表層・基層にはアスファルトコンクリートが用いられる。アスファルトコンクリートも疲労現象を生ずる。表層に亀甲状のヒビワレが生ずるのは交通荷重による路床・路盤の反復する変形の結果で、これは1回の復元変形量が大きいほど早く生ずる。空港のエプロン・誘導路などは、静止荷重あるいは低速走行荷重が作用するため、表層・基層のアスファルトコンクリートが大きな塑性変形を生じ、路床・路盤の塑性変形と合わさり、舗装面に異常なワダチを生ずることがある。このほか、熱・水・光などによる風化作用や繰返し荷重で、アスファルトコンクリートが老化や疲労で強度が低下したために、車輪荷重によって材料破壊する場合もある。

アスファルト混合物の温度が高い夏場や、静止あるいは低速走行荷重を極端に受ける場合を除き、一般には表層の方が路盤や路床より塑性変形は小さいといわれており、通常は表層の破壊も繰返し荷重による路盤や路床の大きな塑性変形に付随することが多い³⁰⁾。また、路盤や路床が多量に水を含んだ場合のように、復元変形量が大きいときは、交通荷重が通過するとバンドし、永久変形が小さくても繰返し荷重で大きな沈下・復元を繰返し、表層の疲労が早められるという現象もみられる。したがって、路床・路盤は塑性的にも弾性的にも、変形ができるだけ小さくなるように築造されねばならない。

舗装の破壊の型および原因についてその概要を述べてきたが、実際の舗装では種々の原因が重なり、非常に複雑な現象を呈す。舗装の破壊とは、舗装に要求されている性質のうち、一部分あるいは大部分が失われた場合をいい、一口に破壊といっても程度の差は大きい。また、舗装の種類、機能、荷重条件などによっても異なり、定量的に破壊を定義することは非常にむずかしい。

道路舗装の場合、AASHOが創造した舗装の供用成績

を表わすサービス指数 (PSI)³¹⁾が、舗装の評価法として一般に用いられている。この概念は、「舗装の最も大切な機能は自動車交通に対する快適性(サービス)である」という考え方に基づいて導入されたもので、これがある限度に達したらオーバーレイを行ない、打換えを行なって舗装の平坦性を回復し、自動車の走行の快適性を確保することが必要となる。AASHOでは、大規模な“サービス性能評価”の調査から、この限度として2.5を選んだ。ある舗装のサービス指数を測定し、それが2.5~1.5であれば、その舗装は道路としての機能を十分果すだけの供用性を保持していないので、オーバーレイ等の維持修繕によって供用性を高める。1.5以下の場合、舗装をほとんど破壊したと考えられるので、打換えを行なって再舗装することが必要である。サービス指数0は完全な破壊状態を意味する。

サービス指数は、舗装表面の平坦性・車両走行の快適性を基準に考え、大規模な試験舗装での走行試験の結果を統計的に処理することにより、舗装の供用性に影響を及ぼすいくつかの要素の関数として与えられた。サービス指数を決定する要素としては、アスファルト舗装の場合、縦断凹凸量、ワダチ深さ、ヒビワレおよびパッチング面積の4項目を考える。この舗装の評価に荷重条件が考慮されていないのは、道路の場合交通荷重の幅は小さく、極端に大きな荷重の車両が通ることはまれであるからであろう。

空港舗装の場合、構造上は道路舗装と本質的には同じであるが、機能および上載荷重が大きく異なる。このへんの事情はすでに2.で述べた。舗装の評価に関して、平坦性や迂り抵抗などについては、個々に空港舗装独自の基準を研究中であるが、道路のように舗装全体の供用性を評価する方法については、なんらの調査、研究がなされていない。道路に比べ上載荷重は極めて大きい、逆に交通量あるいは荷重の繰返し回数はずっと少ない、また舗装の機能をみると、道路のように快適性を問題にすることは少なく、構造上の安全性を第1に考える必要がある。

空港舗装の強度の評価法としてのLCN法は、このような空港舗装の特色を考慮して、舗装の強さを航空機荷重と同じ尺度で評価しようとしたものである³²⁾。既設舗装をLCN法で評価すれば、対象航空機に対し改良が必要かどうか判明し、新設舗装上でのLCNはその舗装が予定した強度を有しているかどうかを示す。イギリスの規定によれば、航空機のLCNが舗装のLCNの1.1倍以下ならば、無制限の運航が可能である。同様に、舗装

の LCN の 1.1~1.25 倍の航空機は 3,000 回まで、1.25~1.5 倍で 300 回の運航に耐える。しかし、1.25~1.5 倍の場合は、局所破壊が生じ維持費がかさむようである。1.5~2.0 倍のときは、特別なとき以外は使用できないし、2.0 倍以上の航空機は非常時以外は使用すべきでないとしている。このように LCN は航空機荷重と舗装の強度を関連づけるインデックスではあるが、同時に舗装の破壊を表わす 1 つの基準とも考えられる。

日進月歩する航空機荷重に対して、舗装が安全かどうかのチェックやかさ上げ舗装の設計のために、航空機荷重と舗装の強度を 1 つの尺度で表現する試みは極めて優れた着想であったが、つぎのようないくつかの理論上、精度上の問題があり、いまだ一般的に使用されるにいたっていない。航空機の LCN の決定に際しては、舗装が多層系の場合、多車輪荷重を ESWL (等価単車輪荷重) へ換算する方法に問題があり、舗装の LCN 決定のために行なう繰返しの載荷試験では、アスファルト舗装の場合、表層などのアスファルト混合物は温度の影響を強く受けて、LCN の算定に使う沈下曲線に信頼性が乏しい。また、従来の LCN 法では、LCN の値として 100 までしかなく、近年の航空機の大型化と舗装厚の増大に対処できない場合もでてきた。したがって、なんらかの手軽な手段で、路床・路盤をも含めた舗装全体の強さを、定量的に知る方法の開発が望まれている。この場合、従来は別々に考えていた舗装表面の供用性もあわせ評価できることが望ましい。

以上現段階での道路および空港舗装で行なわれている舗装の評価法のうち、舗装の破壊を考える上で有効であると考えられる方法および基準について概略を述べてみた。つぎには、本章の以下でとりあげる航空機の反復作用回数と路床の設計 CBR の問題および 5. の路盤の等価値の検討に必要な、本研究の試験舗装の破壊について考えてみる。

4.2 表層+基層厚および全厚と舗装の破壊

試験舗装では荷重の反復作用回数を明らかにするため、3.5 で述べたように決められた走行線に沿って原型走行荷重車を走らせた。図-3.15 には走行線の位置を、各走行線上の走行回数は表-3.10 ですでに示した。原型走行荷重車の繰返し走行により、舗装各層は弾性変形とともに塑性変形を生じ、塑性変形は累積されていかに大きな量になる。各荷重による各走行線直下の塑性変形は沈下量として記録され、走行回数から計算された反復作用回数と舗装表面の累積塑性沈下の測定値との関係は図-4.2~4.5 のようになる。沈下量を測定するための沈

下計は、限られた試験区画にしか埋設されなかったので、全試験区画にわたり路面凹凸計を利用して舗装表面の累積塑性沈下を測定した。

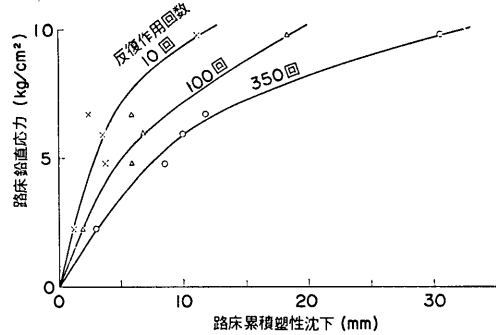


図-4.1 路床鉛直応力と路床面累積塑性沈下の関係 (標準荷重)

標準荷重の場合、土圧計と路床沈下計の記録から、図-4.1 のように路床鉛直応力と路床累積塑性沈下の関係が求まり、この関係を各試験区画の路床鉛直応力の測定結果に適用し、間接的に荷重の反復作用回数と路床面累積塑性沈下の関係を算出した。厳密には水平応力やせん断力なども沈下に影響を及ぼすが、累積塑性沈下をおもに支配する要素は鉛直応力で、上述のような方法によっても傾向はつかむことができよう。

S-1~S-4 の試験舗装に対して、標準荷重の場合の反復作用回数と累積塑性沈下の関係を、路面および路床について求めたのが図-4.2~4.5 である。しかし、試験舗装は表層、基層、路盤から成り、路面の沈下を各層がどのような割合で分担し、各層がどのような変化をしているかは明らかでない。また、軽荷重 A, B については、路床面の沈下量もわからないため、より舗装表面のワダチボレの原因をつかみにくい。このため、走行試験の終了後、各試験区画ごとに舗装を解体掘削し、各層の横断面形状を測定した。図-4.6~4.9 は S-1~S-4 の試験区画について、舗装各層の横断面形状を求めたものである。

解体調査による各層の横断面形状の結果を定量的に用いることは、測定の精度から考えいくぶん問題のあるところではあるが、S シリーズの試験舗装の場合、図-4.2~4.5 のような累積塑性沈下曲線を参照しながら舗装各層の横断面形状をみると、25, 35cm といった厚さの薄い舗装では、舗装表面の累積塑性沈下の半分以上を路床で占めている。そのほかの舗装を含めていずれの場合も、アスファルトコンクリートから成る表層・基層の累積塑

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

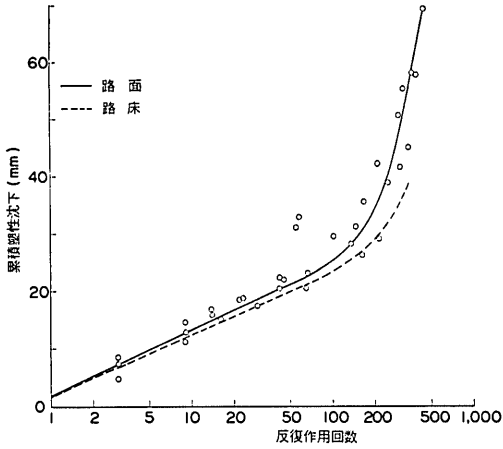


図-4.2 累積塑性沈下曲線 (標準荷重, No. 1)

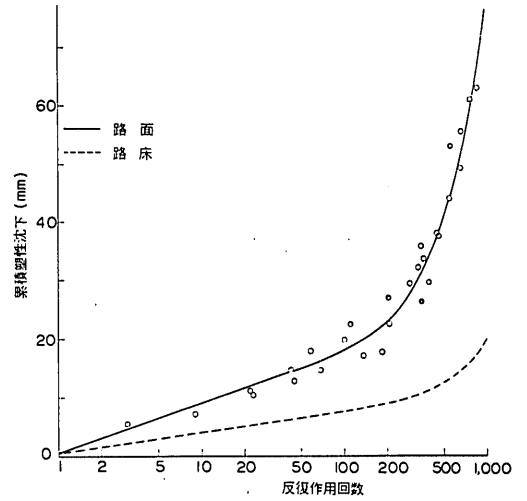


図-4.4 累積塑性沈下曲線 (標準荷重, No. 3)

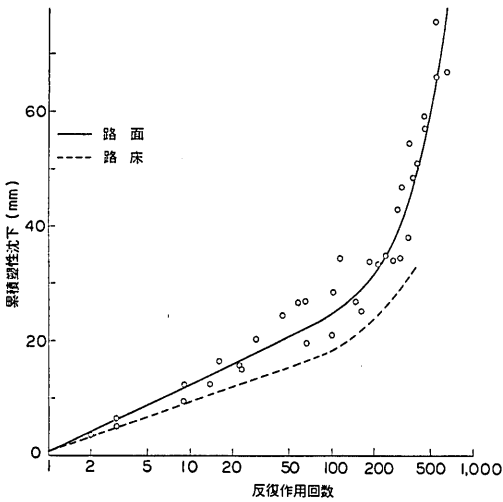


図-4.3 累積塑性沈下曲線 (標準荷重, No. 2)

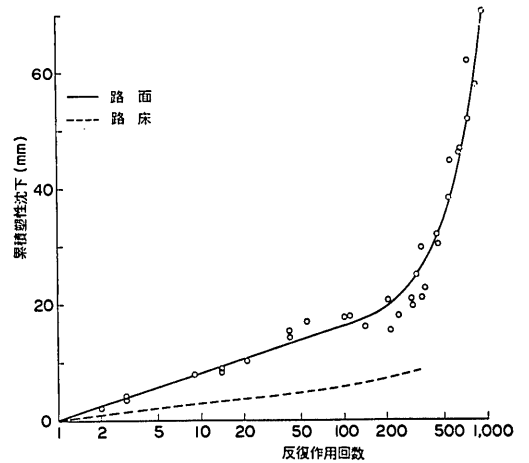


図-4.5 累積塑性沈下曲線 (標準荷重, No. 4)

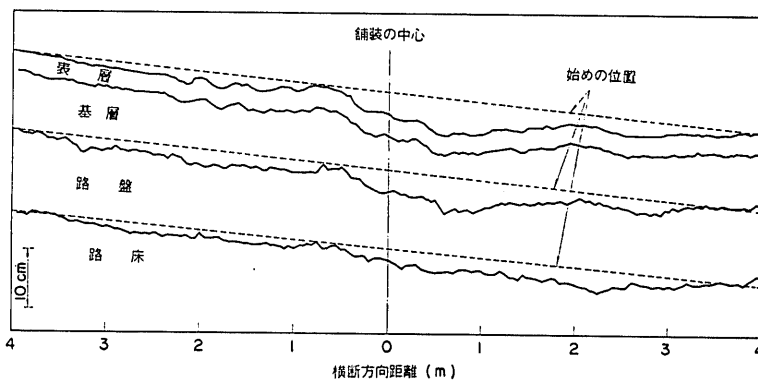


図-4.6 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 1)

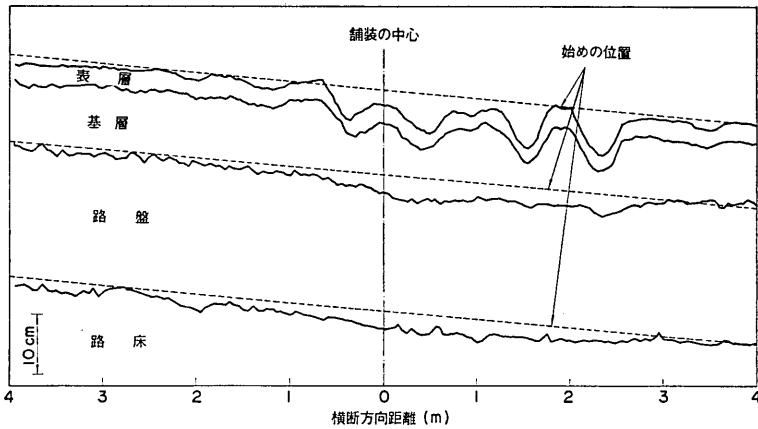


図-4.7 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 2)

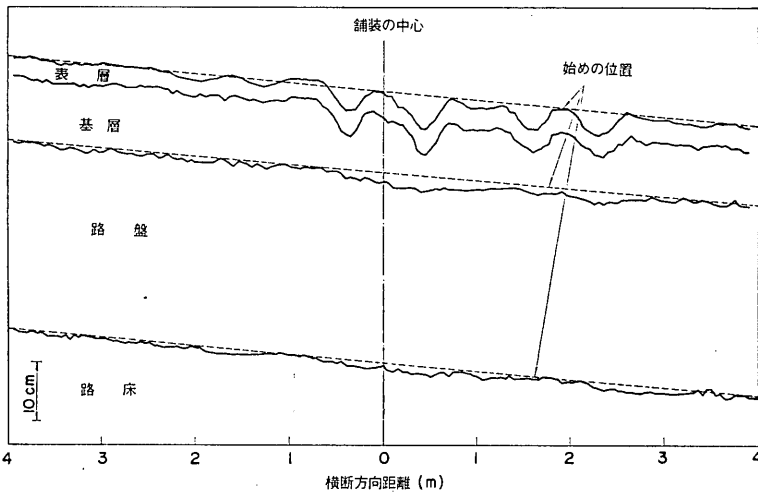


図-4.8 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 3)

性沈下が大きい、これは走行試験が原型走行荷重車を決められた走行線に沿って集中して走らせる一種の促進試験であったこと、走行速度がアスファルトコンクリートに対して厳しい条件を与える低速走行であったことに起因している。路盤の沈下に着目してみると、舗装厚すなわち路盤厚が大きくなると、路面累積塑性沈下に占める路床の割合が減り、逆に路盤の割合が増えるようである。

定量的には明らかではないが、反復作用回数と累積塑性沈下の関係および舗装各層の横断面形状の測定結果から、路床の累積塑性沈下量が大きく、しかもその量が急激に増加している試験区画 No. 1, 2, 9, 10 および 12 に

ついては、標準荷重の繰返し走行によりすでに破壊状態に到達しているとみなせよう。この場合、各層の累積塑性沈下の状況から判断して、破壊の主原因として路床面の異常な累積塑性沈下の増大が考えられる。

前述のように路面の累積塑性沈下に占める表層・基層の割合は大きく、しかも表層・基層の横断面形状は大きく変化する、かなりの曲げを受けているので、舗装の破壊の原因として表層・基層の曲げ破壊も考えられたが、それはつぎのような理由から破壊原因の対象からはずされた。

前述のように一種の促進試験である走行試験の状況を見ると、タイヤ圧の大きな車輪がある走行線に集中して

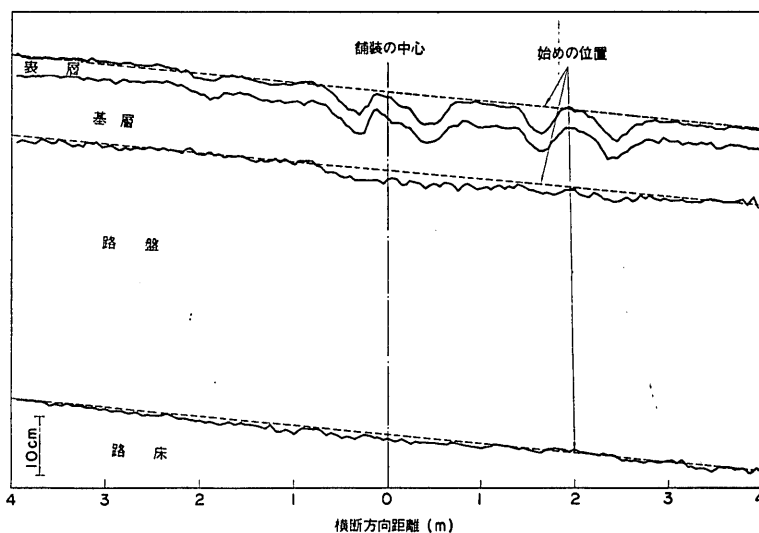


図-4.9 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 4)

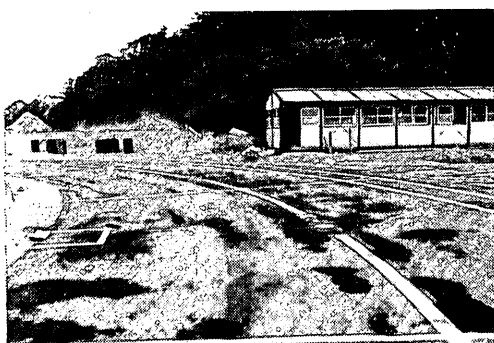


写真-4.1 降雨後ワダチボレにたまった水 (ワダチボレ初期)



写真-4.3 大きなクラックの入ったワダチボレ



写真-4.2 かなり進行したワダチボレ

繰返して走行するため、表層・基層が特に影響を受けて、写真-4.1, 4.2のように路面に走行線に沿ってワダチが発達し、ついには写真-4.3のようにワダチボレの山の部分に大きなクラックが入る。この場合でも、基層下面の横断形状はなだらかであるので、ワダチボレの原因は、表層・基層のアスファルトコンクリートが側方へ押し出されたことによるものであることがわかる。一方、舗装のある幅を車輪がまんべんなく通過した原型走行荷重車用車車前の舗装の路面の横断形状は図-4.10のようで、全体的にはかなりの累積塑性沈下をしているが、写真-4.1, 4.2のようなワダチボレはなく、舗装表面のクラックもない。これらの事実と実際の空港舗装での交通分布(2.参照)を考えたとき、写真-4.3のような状態をもって舗装の構造破壊と呼ぶことはできないであろう。

また、表層・基層に使われたアスファルトコンクリー

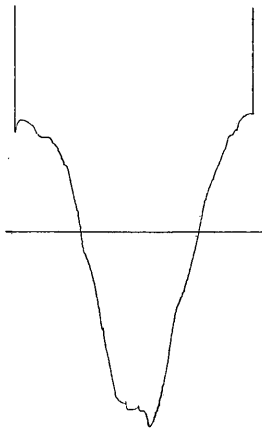


図-4.10 舗装表面の横断形状(車庫前)

トは、相対的にアスファルト量の多い、安定度の高い、フローの大きな合材であり、写真-4.2のように路面の累積塑性沈下が数 cm にも及ぶワダチボレでもなお顕著なクラックは入らなかった。道路などに比べ荷重の繰返し回数もはるかに少ないため、亀甲状のクラックはもちろん入らない。解体調査での表層・基層断面の観察でも、曲げによる基層下面のクラックも肉眼で明瞭に認められるものはなかった。このようなことから、車輪荷重による表層・基層の曲げ材料破壊を、本試験舗装の破壊の第1の原因と考えることはできない。

路盤厚の薄い場合は、路盤自身の累積塑性沈下は小さく、路盤上面の累積塑性沈下量のほとんどは路床によるものである。路盤厚が大きくなってくると、荷重によって路床上面に生ずる垂直応力も小さくなるため、沈下は応力の大きな表層・基層から路盤を經てしだいに路床へ波及する型になる。粒状材のように自身が塑性沈下をかなりするような材料を路盤に使った場合、路盤厚を大きくすると、路盤自身の累積塑性沈下が大きくなり、舗装表面のワダチボレに及ぼす影響も大きくなり、表層・基層材の曲げ破壊の原因ともなる可能性がある。しかし、本試験舗装では、路盤自身の破壊はもちろん、最も路盤が厚い試験区画 No. 4 でも、路盤自身の沈下が原因で表層・基層が破壊した事実はみられず、舗装全体の破壊原因に路盤を考えることはできなかった。

以上述べてきたことと路床の沈下の状況から、粒調碎石路盤の舗装の破壊について、つぎのようにとりまとめることができよう。舗装厚の薄い No. 1, No. 2 などでは、路床の垂直応力が大きいため、表層・基層および路盤の沈下と同時に路床の累積塑性沈下が進み、強度的に最も

弱い路床にまず破壊が生ずる。舗装が厚く路盤厚が大きくなると、沈下の波及は上層から下層(路床)へと進み、最終的には舗装厚が薄い場合と同様に、路床の破壊によって舗装全体の破壊ももたらされるものと考えられる。

このような舗装強度の観点からの破壊の検討とともに、交通に対する舗装面の供用性の観点に立って舗装の破壊を考えることも必要である。しかし、前述のように空港舗装の場合は、舗装表面の供用性の評価法およびその基準として満足するものも存在せず、したがって舗装表面の供用性に関して破壊を検討する一般的条件もない。また、本試験舗装の走行方法が実際の交通とは異なる1走行線に沿って集中繰返しで、舗装表面のワダチボレが著しく促進されるため、供用性で試験舗装を評価してもあまり意味がない。このようなことから、試験舗装の供用性の検討は行なわず、空港舗装で第1に考えねばならない舗装構造の安全性を主体にして、試験舗装の破壊原因を考えてみた。

粒調碎石路盤の試験舗装の破壊原因がつかめたところで、4種類の舗装全厚と3種類の表層+基層厚をそろえたSシリーズの試験舗装の結果から、高タイヤ接地圧をもつ大型航空機に対する必要最小の表層+基層厚や全厚の検討を行なってみる。

3.3で述べたように、本試験舗装の路床土の設計CBRは、室内CBR試験の結果によると約30で、現在のCBR法では、舗装全厚35cmが大型航空機DC-8-63(満載時)の反復作用回数5,000回に対応する。すでに述べたように、舗装厚35cmの試験舗装No. 2, 10, 12はいずれも標準荷重の走行によって破壊状態にあり、破壊時の反復作用回数は1,000回にもならない。もし路床の設計CBRのとり方に問題がなければ、現CBR法の全厚の設計曲線に問題のあることになる。

路床土は表-3.1に示したように、日本統一土質分類でSPに属する砂で、現場CBRの測定結果は表-3.3のように平均で約13である。この値を同一乾燥密度の室内CBRの値と比較してみると1/2以下で、両者に大きな差異のあることがわかる。ここで現場CBRを基準にして舗装全厚を算出してみると、DC-8-63(満載時)の反復作用回数5,000回に対しては69cmで、室内CBRから求めた舗装全厚の約2倍もの厚さが必要になる。このように路床土の設計CBRのとり方に大きな問題の存在することが判明したので、次節の航空機の反復作用回数の検討を通して、4.4で路床の設計CBRの決定法を考えてみる。

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

表-4.1 表層、基層、上層路盤の最小厚（空港アスファルト舗装構造設計要領）

設計対象航空機	設計に使用する 反復作用回数 (回)	表層最小厚 (cm)	基層最小厚 (cm)		上層路盤 最小厚 (cm)
			上層	下層	
YS-11, F-27級	1,000	5	—	—	15
	3,000, 5,000	4	4	—	15
	10,000, 20,000	4	4	—	20
B-727-200, B-727, B, 737 CV-880, VIS-828 級	1,000	4	4	—	15
	3,000, 5,000	4	6	—	15
	10,000, 20,000	4	6	—	20
DC-8, B-707 DC-8-63, DC-10 級	1,000	4	6	—	15
	3,000, 5,000	4	4	5	15
	10,000, 20,000	4	4	5	20
B-2707, B-747 級	1,000	4	6	—	15
	3,000, 5,000	4	4	5	18
	10,000, 20,000	4	5	6	20

つぎに、表層+基層厚について試験結果に基づき考察を加える。現行 CBR 法のもとになった CE 法では、調査や試験の結果に基づき、脚や車輪の配置が複車輪、複々車輪、2脚自転車型配置、2脚3輪車型配置などについて、それぞれ表層、基層、上層路盤の必要最小厚を、車輪のタイヤ接地圧、舗装区域ごとに決めている³³⁾。一般に2脚自転車型配置の方が、交通荷重が集中するため、2脚3輪車型配置よりも大きい最小厚を必要としている。舗装区域を交通荷重の条件から4つに区別して、それぞれ表層、基層厚を定めているが、現行設計法ではこれを反復作用回数に置き換えている。現行設計法では、そのほかにタイヤ圧で航空機をグループに分けて、表-4.1のような基準を定めた³⁴⁾。この表の値はアスファルト協会法やカナダ法と比較してみると、やや厚めで安全側ではあるが、対象航空機も異なる CE 法の結果を、反復作用回数という概念をとり入れて適用したもので、その合理性を検証する必要がある。

表層+基層厚は輪荷重よりもタイヤ接地圧に大きく影響を受けるといわれており、表-4.1の設計対象航空機のグループは、タイヤ接地圧のほぼ等しいものを集めたものである。原型走行荷重車の主脚の条件はほぼ大型航空機DC-8-63に対応し、車輪のタイヤ接地圧は13.4kg/cm²である。本試験舗装では10, 13, 15, 18cmの4種類の表層+基層厚を採用したが、Sシリーズには10, 13, 15cmの3種類がある。表-4.1によれば、10cmは反復作用回数1,000回、13cmは反復作用回数3,000回以上に対応する。

試験舗装の走行試験の反復作用回数は、標準荷重で1,000回、軽荷重Bで3,000回までで、反復作用回数と表層+基層厚の検討にとって十分なものではない。しかし、同一荷重による走行試験は、全試験区画に対しほぼ同じ時期に実施したので、試験結果を相互に比較検討することにより、合理的な必要最小厚が求まるかもしれない。

図-4.11~4.13は、標準荷重による走行試験結果のうち、路面の累積塑性沈下に関して、同一舗装厚のものを同一図面に書き直したものである。図-4.14~4.16は軽

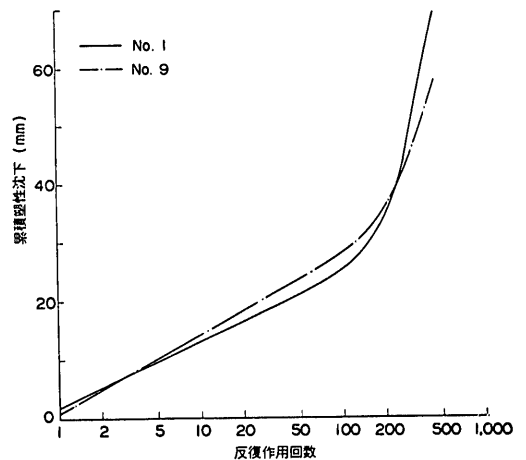


図-4.11 路面累積塑性沈下曲線（標準荷重、舗装厚25cm）

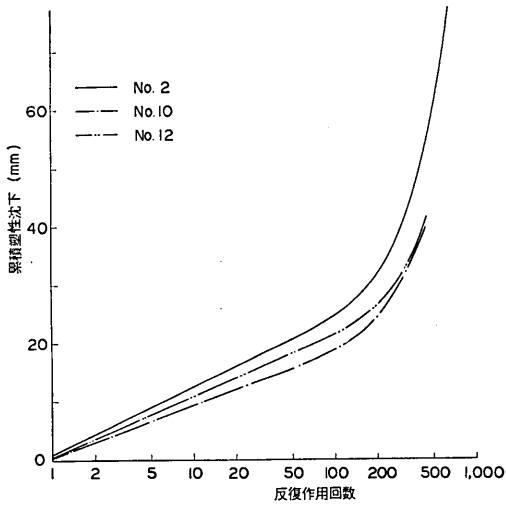


図-4.12 路面累積塑性沈下曲線（標準荷重，舗装厚 35cm）

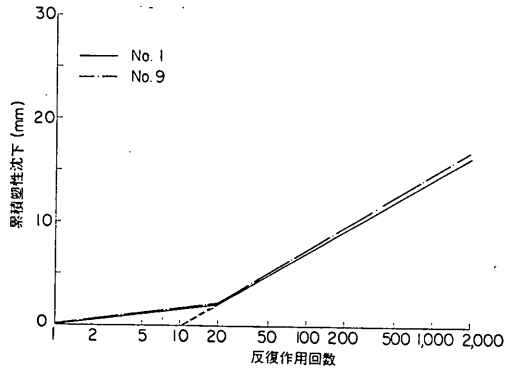


図-4.14 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B，舗装厚 25cm）

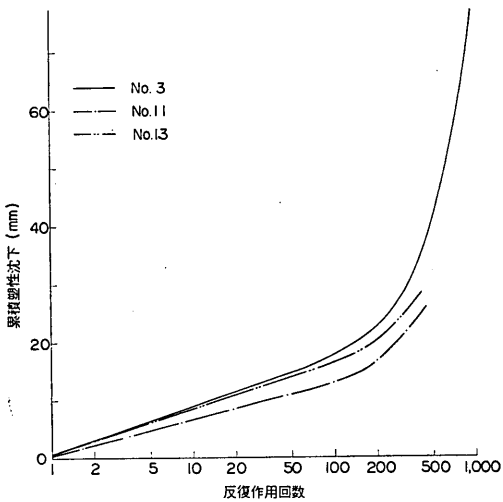


図-4.13 路面累積塑性沈下曲線（標準荷重，舗装厚 45cm）

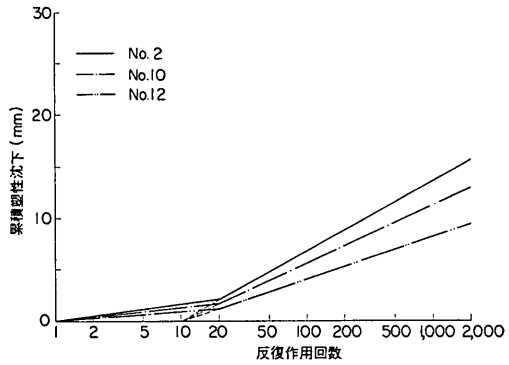


図-4.15 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B，舗装厚 35cm）

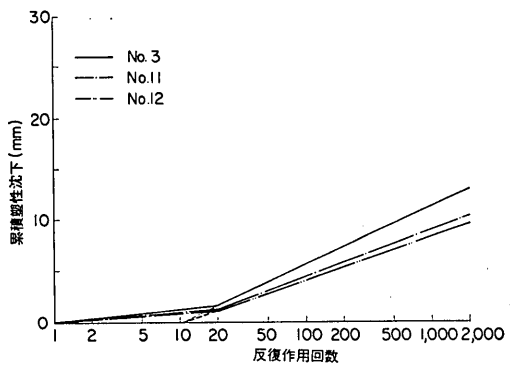


図-4.16 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B，舗装厚 45cm）

荷重Bについて同様な整理をしたもので、バラツキのある測定結果を1本の平均的な線で代表させて示してある。

舗装全厚が薄いため路床に生ずるせん断応力に対して十分なせん断強度をもたない試験舗装No.1およびNo.9では、路床の沈下が支配的で、表層+基層厚の影響はほとんどなく、標準荷重、軽荷重Bのどちらの場合も、No.1, No.9の沈下曲線はほぼ一致する。これに対し、

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

表-4.2 ベンケルマンたわみ試験結果

試験区画	舗装構成		走行試験前		走行試験後①		走行試験後②	
	全厚 cm	表層+基層厚	最大たわみ量 (mm)	弾性たわみ量 (mm)	最大たわみ量 (mm)	弾性たわみ量 (mm)	最大たわみ量 (mm)	弾性たわみ量 (mm)
No. 1 (S-1)	25	13	0.71	0.68	0.51	0.38	0.48	0.36
No. 2 (S-2)	35	13	0.79	0.70	0.38	0.38	0.51	0.38
No. 3 (S-3)	45	13	0.72	0.68	0.45	0.40	0.51	0.47
No. 4 (S-4)	55	13	0.68	0.70	0.50	0.45	0.54	0.43
No. 9 (S-5)	25	15	0.67	0.71	0.46	0.36	0.39	0.30
No. 10 (S-6)	35	15	0.59	0.71	0.43	0.33	0.47	0.37
No. 11 (S-7)	45	15	0.57	0.69	0.40	0.31	0.39	0.34
No. 12 (S-8)	35	10	0.70	0.89	0.51	0.41	0.52	0.45
No. 13 (S-9)	45	10	0.63	0.91	0.49	0.43	0.57	0.46
備考			トラック輪荷重 5 ton, タイヤ圧 6.5kg/cm ²					

舗装厚が35cmのNo. 2, 10, 12のグループ, 45cmの No. 3, 11, 13のグループの結果をみると, 表層+基層厚の相違による影響の存在することが想像される。標準荷重の場合も軽荷重Bの場合も, 表層+基層厚 13cmの舗装の沈下が最も大きい。

舗装厚が同じで表層+基層厚が薄い方が累積塑性沈下は小さいという一見不自然な結果が生じているが, この主原因は走行試験の方法によると考えられる。集中繰返し走行が表層・基層の大きな塑性流動を生じさせることは前に述べたが, 本試験舗装の累積塑性沈下曲線および解体調査での舗装各層の横断面図などから判断して, 塑性流動による表層・基層の累積塑性沈下量は, 表層+基層が厚いほど大きくなると思われる。No. 10, 14の場合, 表層+基層厚の増加は路床および路盤の累積塑性沈下を減らし, 表層・基層の塑性流動が大きいにもかかわらず, 全体としては小さな路面の累積塑性沈下となった。No. 12, 13の場合は, 路床・路盤の沈下は大きくなるが, 表層・基層の塑性流動が小さいため, やはりNo. 2, 3などより路面の累積塑性沈下は小さくなっている。そのほか, 表-3.2からわかるように, No. 10~13の路床砂はややNo. 1~4の路床砂より粗いので, これが結果になんらかの影響を及ぼしている可能性もあるが定かでない。

路床の累積塑性沈下だけから判断すると, 表層+基層厚は10cmでも十分であるとみられる。しかし, 舗装の破壊は路床で生ずることが多く, 路床鉛直応力は表層+基層厚の最も薄い舗装で相対的に大きくなっており, 表-4.2の路面でのベンケルマンたわみ試験の結果でも, No. 12, 13の変位が相対的に大きい。また, 5年, 10年

にわたって使用される実際の舗装では, 風化作用によって表層・基層材が老化するので, 表層+基層厚 10cmで十分な供用性をもつとはいきれない。そのほか, 沿走路には離陸, 着陸時の航空機によって大きな水平せん断力が働き, この種の力に対しても表層+基層厚がチェックされねばならない。

以上のように本試験舗装の結果だけから, 表層+基層厚 10cmの合理性は証明されないが, 少なくともつぎのようなことはいうことができよう。すなわち, アスファルトコンクリートからなる表層・基層では, 厚さが薄い方が塑性流動が小さくなる場合があり, 耐用年数が短く静的荷重が集中繰返すような舗装では, 表層+基層厚 10cm程度がかえって供用性がよい。ただし, 反復作用回数があり大きくなると, 路床・路盤の沈下により表層・基層が曲げ破壊を起こす可能性がでてくるので, 表層+基層 10cm厚が適するのは本研究で試験された反復作用回数1,000~3,000回程度までであろうか。

4.3 航空機荷重の反復作用回数

舗装厚は脚荷重あるいは輪荷重の大きさのみによって支配されるものではなく, 同一点の繰返し走行回数(カバレッジ, 反復作用回数)によっても左右されることは明らかである。道路舗装で使われていた舗装厚の設計曲線から外挿された空港アスファルト舗装用の舗装厚設計曲線は, 実物走行試験の結果, 反復作用回数 5,000回に相当することが確かめられた。また, 走行試験の結果から, 図-4.17のような設計厚と試験舗装厚の比と試験舗装破壊時の反復作用回数の関係が求まっている²⁹⁾。

米国防軍工兵隊(CE)が作成し³⁰⁾, わが国の現行空港アスファルト舗装設計法⁴⁾にとり入れられている CBR

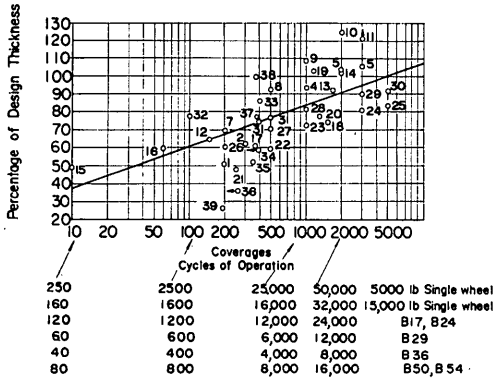


図-4.17 反復作用回数と舗装厚 (CEの結果)

設計曲線は、次式で与えられる。

$$\frac{t}{\sqrt{A}} = \sqrt{\frac{1}{0.57 \frac{CBR}{p}} - \frac{1}{\pi}} \quad (4.1)$$

ここに、 t : 舗装厚 (cm)

A : タイヤ接地面積 (cm²)

CBR: 路床の設計 CBR

p : 接地圧 (kg/cm²)

この式は反復作用回数 5,000 回に相当し、反復作用回数に対する設計舗装厚の増減率を表わしている 図-4.17 を用いれば、そのほかの反復作用回数に対する設計曲線も作成することができる³⁶⁾。原型走行荷重車の主脚荷重 (表-3.9 および 図-3.14 参照) を対象に、種々の反復作

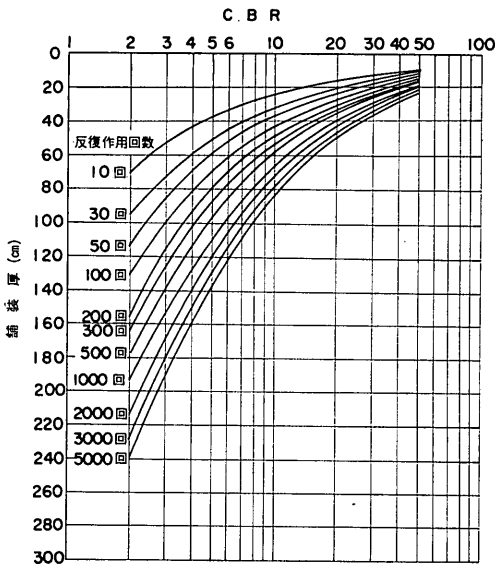


図-4.18 標準荷重に対する舗装厚設計曲線

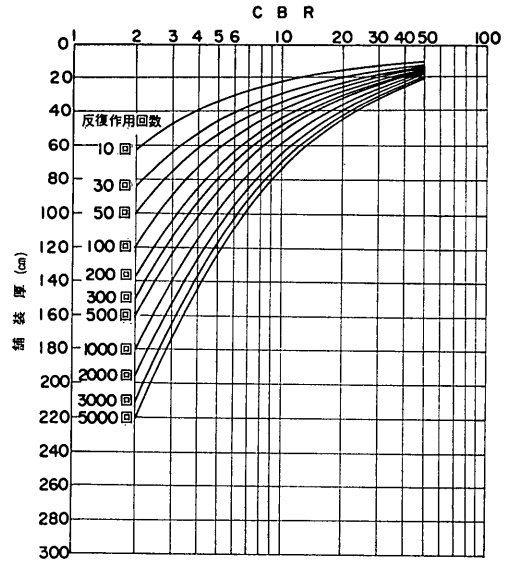


図-4.19 軽荷重Aに対する舗装厚設計曲線

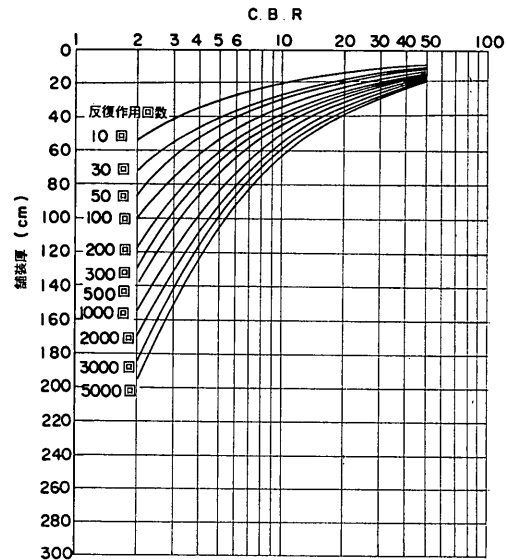


図-4.20 軽荷重Bに対する舗装厚設計曲線

用回数に対して設計曲線を作成したものが、図-4.18～4.20である。

このように舗装厚の設計法には反復作用回数という概念がとり入れられているが、実際の滑走路、誘導路、エプロンなどで、そこを通過する航空機の交通量が舗装の同一点に対し、どれだけの繰返し作用を与えているか不明確で、一般に反復作用回数を決めるのは難しい。

CEでは一応次のような算定法を考えている。たとえば、1車輪の接地幅が12inの複車輪2脚型航空機が、75ft幅の誘導路を使用するものとする。この航空機の全接地幅は12in×4=4ftで、誘導路幅の中心1/4帯に75%の交通量が集中すると考えられるので、この25ftの幅を航空機の車輪がくまなく通過するためには、 $25ft \div 4ft = 6\frac{1}{4}$ 回の走行回数が必要である。しかし、この中心帯の交通量は全交通量の75%であるから、 $6\frac{1}{4} \div 0.75 = 8\frac{1}{3}$ 回の走行回数で1カバレッジとなる。図-4.17の枠外下の数字は、左の行よりそれぞれ10, 100, 1,000, 2,000のカバレッジをもたらす各航空機の離発着回数である。わが国の空港アスファルト舗装の設計法でも、CEの場合に類した考えで反復作用回数が計算されている。

しかし、これらの考えは、単に舗装表面の繰返し回数を問題にしているだけで、荷重が分散されて伝達される路盤・路床では、図-4.21のように伝達荷重が重複し、交通量と反復作用回数の関係が必ずしも前述のような簡単な算術からは求まらない恐れがある。

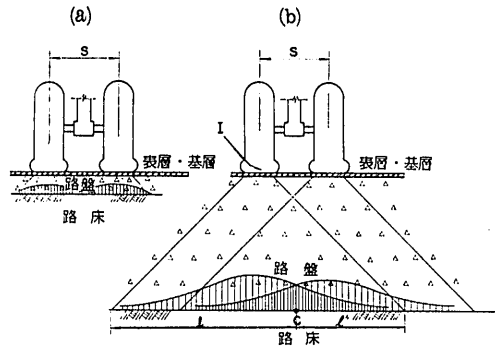


図-4.21 複車輪の荷重伝達状況模式図

本試験舗装における原型走行荷重車の走行は、同一走行線を集中繰返す方法をとったので、CE流の考えによれば、走行回数=反復作用回数である。いまここで試験舗装の破壊を路床の累積塑性沈下量が20mmに到達したときと仮定すると、標準荷重の場合、反復作用回数5,000回に対する舗装厚(図-4.18から求める)と試験舗装厚との比は、試験舗装破壊時の反復作用回数と図-4.22のような関係がある。前述のように、本試験舗装の路床土に使われた砂は、現場CBRと室内CBRの間に大きな差があり、当然のことながら、図-4.22の室内CBRから求めた設計CBRに対する結果と、現場CBRから求めた設計CBRに対する結果との間にも大きな差がある。しかも、両者ともCEの提案した図-4.17の実線ともかなりかけ離れている。室内CBRから求めた設計

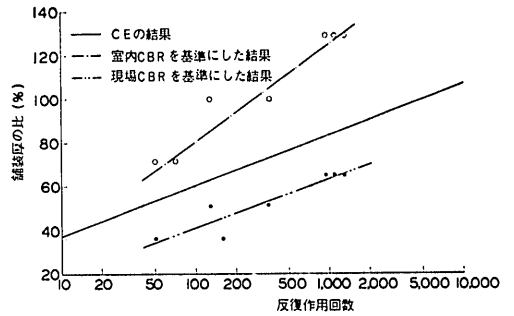


図-4.22 反復作用回数と舗装厚

CBRによる結果を用いて行なう舗装厚の設計は、危険側にくるので問題は大きい。次節ではこの種の路床土の設計CBRの決定法を詳しく検討してみる。これに対し、現場CBRからの設計CBRによる結果は、図-4.17のCEの走行試験の結果のパラッキの範囲内で、しかも実線を設計に用いることは安全側なので問題は少ない。しかし、この場合も、本試験舗装の結果はCEの走行試験結果の平均である実線の片側に偏している。これは舗装の破壊の決め方、荷重の反復作用回数の考え方にその原因が存在するようである。

試験舗装の破壊に関しては4.1で詳しく述べたが、粒調碎石各盤の舗装では、路床の異常な累積塑性沈下に起因すると考えられ、図-4.2~4.5などの累積塑性沈下曲線で、沈下量20mm程度から急激に沈下の増えることが観察される。舗装の構造的破壊を定量的に厳密に定義することは非常にむずかしいが、上述のような事実を考えると、路床の累積塑性沈下量20mmの点をもって舗装の破壊としても大きな相違はなからう。

これに対し、荷重の反復作用回数に関しては、つぎのような問題点が存在する。前述のように荷重は路盤で分散され、図-4.21のように路床上では複数の荷重が重複する型となる。図の(b)の例では、最大の路床面鉛直応力は、複車輪の中央の点に生じている。いま、この点Cに着目して反復作用回数を考えてみると、荷重位置Iから右側に距離l、左側に距離l'だけ離れた荷重位置までが、点Cに影響を及ぼすことになり、点Cの反復作用回数として、荷重位置Iの走行回数を数えるだけでは足りない。点Cに影響を及ぼす荷重の走行回数も考慮してやらなければならない。図-4.21で距離l, l'は舗装が厚くなれば大きくなり、路盤に荷重分散効果の大きなものを使えばやはり大きくなる。

図-4.22の実線と2点鎖線の相違も、このようなことに起因しているものと考えられる。路床を対象とした反

復作用回数に存在する問題点は明らかになったが、新しい航空機の反復作用回数の決定法を提案するには、本試験舗装の結果は十分なものではない。これは今後に残された課題である。

4.4 路床の設計 CBR

CBR 法においては、路床の設計 CBR に基づいて舗装厚を決定する。CBR 試験にはモールド内の室内 CBR 試験とフィールドで行なう現場 CBR 試験の2つの方法があるが、2～3の空港での路床砂に対する試験で、現場 CBR 値と室内 CBR 値の間に大きな差異が生じ、設計上大きな問題となった。同一密度にもかかわらず、両 CBR 値にこのような差異が生ずるのはどのような土であるのか、またその原因はなになのかなどは、すでに研究がなされ、文献15)で報告されている。

本試験舗装の路床に使われた土は、日本統一土質分類で SP に属する砂で、現場 CBR と室内 CBR の値が大きく異なる土質である。3.2 で述べたように、路床土は細砂と粗砂(表-3.2参照)を混合して作られたが、その2種類の砂に対する現場 CBR と室内 CBR の関係は、図-4.23, 4.24 のようになる。これらの砂では室内 CBR は現場 CBR の2～3倍にもなっており、2種類の砂の

中間的な土質をもつ路床土でも、やはり大きな両 CBR 間の差異がある。試験舗装製作前の路床土の現場 CBR の値は表-3.3に示したが、走行試験終了後の舗装解体調査でも現場 CBR 試験が行なわれた。試験舗装の中心から内側へ3mの点は、原型走行荷重車の走行はなく、結果にバラツキはあったが、その平均は表-3.3の平均とほぼ等しかった。これに対し、原型走行荷重車の走行した場所の CBR 値はかなり上がっていた。

前節で航空機の反復作用回数を検討する際にも問題になったが、本試験舗装の路床土のように、現場 CBR と室内 CBR の値が大きく異なる土では、どちらの値を基準にして設計 CBR を決めるのかということ、重要な問題である。つぎに、試験舗装での走行試験の結果に基づき、路床の設計 CBR の問題を考えてみる。

CBR 法の舗装厚設計曲線が正しいという仮定に立って、試験結果より逆に設計 CBR を検討する。標準荷重の場合舗装が破壊したと考えられるのは、S-1, 2, 5, 6, 8 の5種類の舗装で、いずれも路盤は粒調碎石である。図-4.18は標準荷重に対する各反復作用回数での舗装厚設計曲線で、路盤に粒状材を使った場合の厚さを示す。前節の場合と同様に、路床の累積塑性沈下が20mmに到達したときを舗装の破壊とし、そのときの反復作用回数から、図-4.18を用いて設計 CBR を逆算すると、表-4.3 のようになる。この逆算設計 CBR の平均値は18で、室内 CBR から求めた設計 CBR と現場 CBR から求めた設計 CBR との中間的な値となっている。

表-4.3 走行試験結果から逆算した設計 CBR

試験区画	舗装厚 (cm)	破壊時の反復作用回数	逆算設計 CBR
No. 1 (S-1)	25	50	18
No. 2 (S-2)	35	130	15
No. 9 (S-5)	25	90	21
No. 10 (S-6)	35	400	19
No. 12 (S-8)	35	?	?
		平均	18

軽荷重Bの場合の試験区画 No.1～No.4 の反復作用回数一路面累積塑性沈下曲線は図-4.25 のようで、反復作用回数2,000回までは直線的に沈下量が增大する。反復作用回数2,000回以上で No.2～No.4 の沈下が急激に増えているのは、反復作用回数2,000回までの走行試験が秋から冬にかけて行なわれたのに対し、追加の走行試験は表層・基層の温度の高い夏に行なわれ、アスファルトコンクリートの塑性流動が大きくなったためと考え

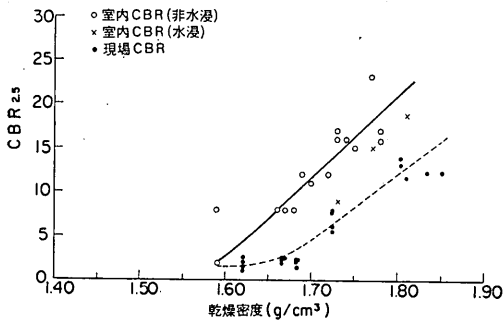


図-4.23 現場CBRと室内CBRの相関関係(細砂)

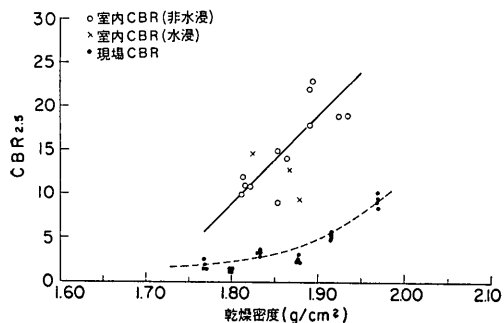


図-4.24 現場CBRと室内CBRの相関関係(粗砂)

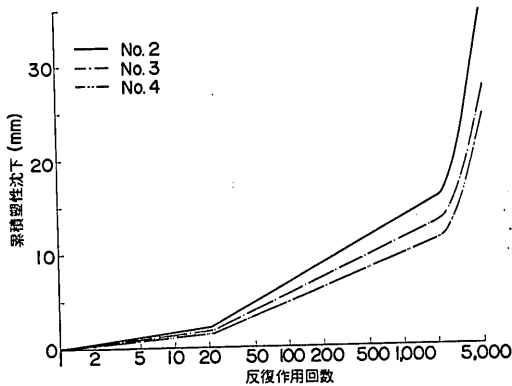


図-4.25 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B，No. 2～4）

られる。また同時に、アスファルトコンクリートの変形係数も小さくなるので、路盤・路床の沈下も促進されたものと思われる。図-4.6～4.9などの舗装各層の横断面をみると、軽荷重Bによってもいくつかの試験区画ですでに舗装の破壊に到達していると考えられるものがあるが、路床の累積塑性沈下の変化が測定されていないことと、上述のように走行試験の時期が一定せず路面の累積塑性沈下の曲線も不規則なため、明確な破壊時の反復作用回数は決定できなかった。しかし、図-4.20の軽荷重Bに対する舗装厚設計曲線などを参照して判断すると、逆算設計CBRは標準荷重の場合とほぼ同様であろう。

前節の反復作用回数の検討の際にも述べたが、室内CBRからの設計CBRを用いると、危険側の舗装厚を算定することになり問題は大きい。これに対し、現場CBRからの設計CBRを用いることは安全側で、荷重の反復作用回数の決定法には前節で述べたような問題があるので、実際上の逆算設計CBRと現場CBRの相違はそれほど大きくはない。当初タワミ性舗装の厚さを求める設計曲線が、現場CBRに基づいて作成された³⁷⁾ことをあわせ考えれば、舗装厚の設計は現場CBRから求めた設計CBRを用いることが妥当であろう。

しかし、多くの砂質土に対する研究から明らかになったことであるが、現場CBRと室内CBRに差異のある土は、日本統一分類でSP、SWに分類される砂と、粗粒分の多いマサのような土だけで、一般には両者はほぼ等しい。しかも、室内CBRの方が精度もよく、試験も容易なので、室内試験から現場CBRを推定する方法をとるのが最善であろう。路床土の設計CBRを現場CBR値から算出することを原則としても、文献15)で示した

方法を用いれば、両CBR値に差異のある土を含めて、室内試験から設計CBRが決定できる。

5. 安全処理路盤の等価値

5.1 概要

現行のわが国の空港アスファルト舗装厚設計法は、米国防軍工兵隊の設計法（CE法と称す）を母体とし、舗装を構成する材料の質によって、等値換算係数（等価値）を使用して、CE法から得られた舗装厚を補正するものである。等価値については、道路舗装に関して有名なAASHO試験によって決められた値³⁹⁾が世界的に通用している。一方、空港舗装に関しては、航空機の輪荷重が自動車の輪荷重に比べ著しく大きいという理由から、道路舗装の場合よりも50%も低い値を採用し、等価値を使用できる材料も少数に制限している⁴⁰⁾。表-5.1は主要な設計法の等価値を、道路の場合も含めて一覧表にしたものである。

2.でも述べたように、空港舗装の路盤の等価値は、いずれも確固たる研究の結果から得られたものでなく、AASHO道路試験の結果などを、多分に安全側に応用したものに過ぎない。より合理的な等価値を求めべく、2, 3の研究^{38), 39), 40)}が行なわれてきたが、いまだその完成をみない。実験研究、理論研究のいずれの場合も、空港舗装の特色を十分認識してなされるべきで、しかも舗装の耐久性に対して十分考慮がなされたものでなければならぬ。このためには、実際の航空機が載る実際の空港舗装を調査研究することも一つの方法ではあるが、空港の機能と特殊性を考えると、このような研究はかなり困難で、しかも十分な精度は期待できない。路盤の等価値に関する最も理想的な研究方法は、AASHO道路試験の場合のように、限られた目的のために条件を整えて作られた試験舗装で、大型航空機と同等の荷重を繰返し作用させ、舗装の挙動を観察することであろう。このような方法によれば、実際の舗装に近い状況を再現でき、舗装の繰返し荷重による耐久性も考慮できる。

空港舗装の場合、粒調碎石路盤の等価値を1.0として、各種路盤材の等価値を定めている。粒調碎石以外の材料を路盤に使った舗装と、まったく等しい供用効果を持つ粒調碎石路盤の舗装が、図-5.1のA、B舗装であった場合、B舗装の路盤材の等価値 E_q は、両舗装の路盤厚を比較することにより求められ、次式で与えられる。

$$E_q = \frac{h_{2A}}{h_{2B}} \quad (\text{ただし、} h_{1A} = h_{1B}) \quad (5.1)$$

舗装の挙動をすべての点で掌握することは困難であ

表-5.1 各設計法の等価換算係数

層	材 料 名	FAA (空港)	アスファルト協 会法 (空港)	カナダ法 (空港)	AASHO (道路)	アスファルト舗 装要綱 (道路)	土木学会答申 (空港)
表層・ 基層	中央プラント加熱混合アス コン	—	—	2.0	3.14	2.86	基層M> 400kg...1.5
	低安定度路上混合アスコン	—	—	—	1.43	—	—
	サンドアスファルト	—	—	—	2.88	—	—
路	アスファルト安定処理	1.5	{ 滑走路長1500m 以下輪荷重 6.8 ton以下では2.0 滑走路長1500m 以上では1.5。 ただし M>340 kg(75回)	1.5	粗粒混 2.14 合サンドアス ファルト 1.79	M>350kg (50回)...2.28 M>250kg (50回)...1.85	M=300kg (50回)...1.5
	セメント安定処理	$\sigma_7 > 53\text{kg/cm}^2$...1.5		—	$\sigma_7 > 64\text{kg/cm}^2$...1.64 $\sigma_7 > 28\text{kg/cm}^2$...1.43 $\sigma_7 < 28\text{kg/cm}^2$...1.07	$\sigma_7 = 30\text{kg/cm}^2$ 1.57	$\sigma_7 > 20\text{kg/cm}^2$...1.3
	浸透式マカダム	—		—	1.5	—	1.57
盤	リーコンクリート	—	—	2.0	—	—	$\sigma_7 = 50 \sim 210$ kg/cm ² ...1.5
	マカダム	—	—	1.5	—	1.0	—
	石灰処理	—	—	—	1.07~2.14	—	—
	粒度調整碎石	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

σ_7 : 1週間1軸圧縮強度
M: マーシャル安定度

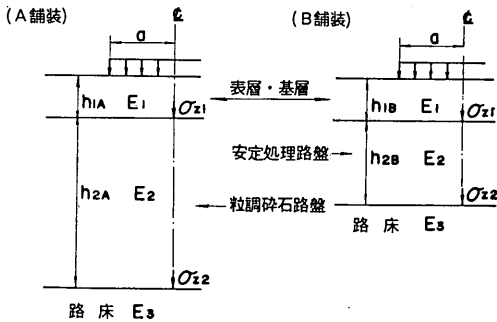


図-5.1 等価値の定義の説明図

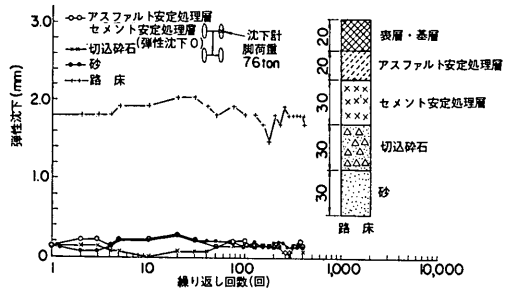


図-5.2 路床および舗装各層の弾性沈下測定例

り、また路盤の等価値を検討する上ではその必要もない。4. で述べたように、空港舗装の破壊は、表層・基層・路盤・路床のいずれでも生ずる可能性はあるが、それらの破壊のチェックには各層ごとに最も危険な要素を検討すれば十分である。以下の各節では、各層の破壊に対して問題となる要素をとり出し、試験舗装での測定結果に基づき路盤の等価値を検討している。

図-5.2, 5.3は関東ローム路床上の試験舗装の静的載荷試験の結果⁴¹⁾で、荷重の繰返しに対する各層の弾性沈下と累積塑性沈下の変化を示している。全体的にみれば、最も危険な層として路床が考えられるが、そのほか

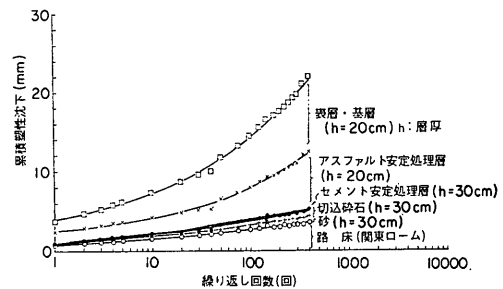


図-5.3 路床および舗装各層の累積塑性沈下測定例

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

安定処理路盤の耐久性、表層・基層の曲げ破壊のチェックも必要あるかもしれない。これらの項目の検討を通して求まった路盤の等価値は、すべて同一の値になるとは考えられない。5.5では、異なっていて算定された等価値のうち、実際の舗装厚の設計にはどのような値を採用すべきかを考察してみた。

現場 CBR が約13の砂質土路床上の試験舗装で得られた試験結果およびその結果に基づいて算出された等価値は、一般的なものとはいえない。5.6では、本試験舗装の結果のほかに弾性理論なども利用して、より普遍的な路盤の等価値を決定するための検討が行なわれる。そのほか、路盤の材料および施工条件などと等価値との間の

関係も吟味される。

5.2 路床の破壊に対する等価値

ここでは破壊規準として路床のセン断応力を考え、路盤の等価値を検討するが、路床のセン断応力の実測は困難であるので、代りに路床の鉛直応力、路床面の弾性沈下、路床面の累積塑性沈下などの測定結果を利用する。

文献(17)ですでに示したように、本実験の試験舗装に対して図-3.14に示す寸法の複々車輪が載った場合は、実測の路床面の鉛直応力および弾性沈下はすべて1車輪直下にて最大となる。表-5.2が各試験区画でのこのような最大の路床鉛直応力の実測結果で、このうち路盤の等価値を求める際基準となるSシリーズの結果だけを取り

表-5.2 路床鉛直応力実測結果（静的載荷）

試験区画	舗装厚 (計器埋 設深さ) (cm)	ダンブトラック		原型走行荷重車		
		A	B	標準荷重	軽荷重A	軽荷重B
		5.0ton	7.05ton	73.6ton	63.2ton	50.4ton
No. 1 (S-1)	25 (35)	2.37	2.67	7.39	8.21	7.77
No. 2 (S-2)	35 (45)	2.22	2.51	9.80	8.33	6.55
No. 3 (S-3)	45 (55)	1.53	1.71	6.04	5.18	4.14
No. 4 (S-4)	55 (65)	1.07	1.30	4.80	3.83	2.74
No. 5-1 (AC-1)	35 (45)	1.97	2.24	7.53	6.83	5.30
No. 5-2 (AC-2)	35 (45)	1.99	2.14	6.35	6.03	5.15
No. 6-2 (AC-3)	35 (45)	1.80	2.04	5.95	6.00	4.22
No. 7-1 (SC-5)	35 (45)	1.44	1.77	6.73	5.65	4.64
No. 8 (PM)	35 (45)	1.76	2.09	6.52	6.46	6.02
No. 9 (S-5)	25 (35)	2.71	3.04	9.20	8.44	6.86
No. 10 (S-6)	35 (45)	2.05	2.54	7.91	7.75	6.38
No. 11 (S-7)	45 (55)	1.49	1.70	5.67	4.69	3.71
No. 12 (S-8)	35 (45)	1.77	2.11	6.84	6.77	5.36
No. 13 (S-9)	45 (55)	1.68	1.93	5.92	5.61	4.49
No. 14-1 (LC-3)	35 (45)	0.88	1.06	4.15	3.58	2.86
No. 15-1 (LC-1)	38 (48)	0.62	0.70	2.23	1.70	1.32
No. 15-2 (LC-2)	38 (48)	1.12	1.38	3.78	?	2.61
No. 16-2 (SC-2)	38 (48)	0.92	1.17	4.97	4.47	3.50
No. 17-2 (SC-4)	38 (48)	0.87	1.04	4.20	3.74	2.91

(単位: kg/cm²)

だし、図-5.4~5.7に図示した。図中には1層弾性理論から算出した結果もあわせ示してあるが、実測結果の方がかなり大きな値になっている。試験舗装は少なくとも3層からなる多層構造であり、図-5.4のトラック荷重による結果では、3層弾性理論の結果も示し対応させた

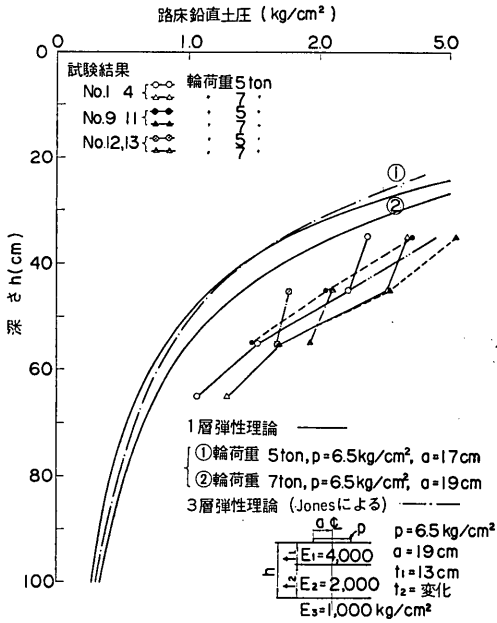


図-5.4 深さ方向路床鉛直応力分布 (トラック荷重)

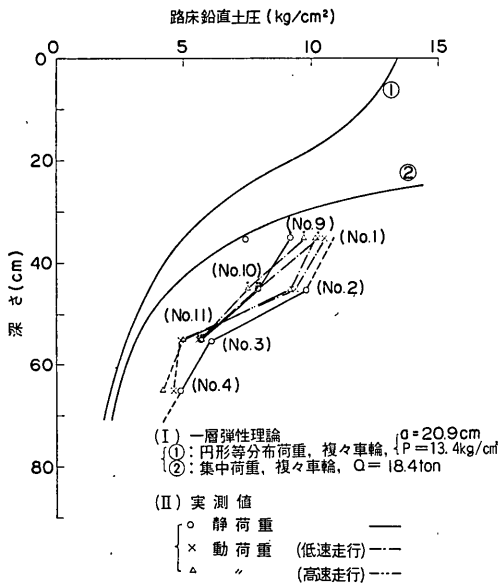


図-5.5 深さ方向路床鉛直応力分布 (標準荷重)

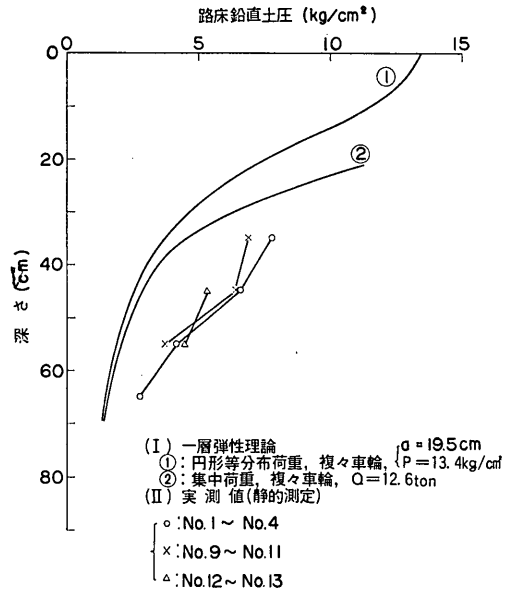


図-5.6 深さ方向路床鉛直応力分布 (軽荷重A)

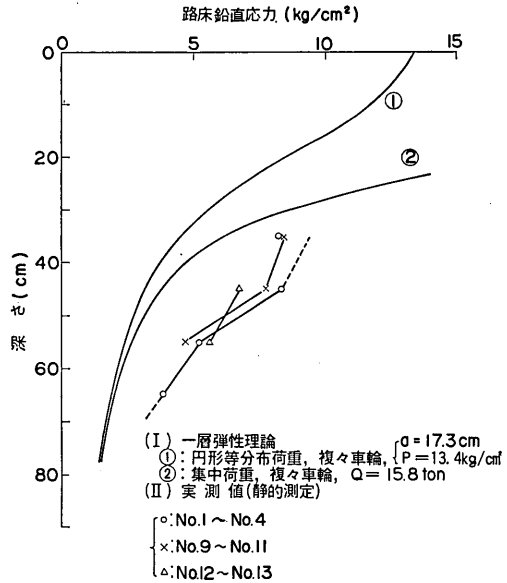


図-5.7 深さ方向路床鉛直応力分布 (軽荷重B)

が、当然のことながら1層弾性理論以上に差は大きい。実際の舗装材料は弾性体ではないので、理論結果を定量的に実測結果と比較しても意味はないが、定性的な傾向を把握する上で貴重なものである。

当初行なわれた試験舗装の路床応力の測定結果では、

路面から65cmの深さまでしかその状況がつかめず、航空機荷重の路床・路盤への伝達機構の解明には不十分であった。そこで、舗装解体調査の段階で、試験区画No. 11の路床内の各深さに土圧計を追加埋設し、路床の鉛直応力と水平応力を種々の角度から検討した。結果の一部はすでに別報告書¹⁷⁾にまとめられ発表されている。こ

では図-5.8, 5.9に路床の各深さにおける最大鉛直応力の分布を示す。静的測定と低速走行荷重による動的測定の結果が示されているが、路床の深い部分では動的荷重による応力の方が静的荷重によるものより小さくなっている。しかし、図-5.4~5.7も含めていずれの場合も、1層弾性理論結果よりかなり大きな実測結果になっており、文献¹⁷⁾でも述べたように、計測結果には土圧計への応力集中の影響がかなり含まれていると推定される。したがって、これらの応力の測定結果は相対的な比較検討の場合にのみ利用されるべきであろう。

路床に働くせん断応力を求めるためには、鉛直応力のほかに水平応力なども測定されていなければならない。しかし、今回の実験では一部で水平応力の測定が行なわれたにすぎない。安定処理路盤の等価値を応力に対して求めることは、図-5.1でB舗装の路床土に生ずる最大せん断応力と等しい路床上の最大せん断応力を持つ粒調碎石路盤のA舗装を見出すことであり、この場合安定処理材の等価値は式(5.1)と同じ形で定義される。

交通荷重の繰返し作用を受けて、舗装各層は小さい塑性変形を累積する。路床で一番問題となるのは、累積された塑性沈下の大きさであり、この累積塑性沈下の支配的要素が路床へ作用する鉛直応力である。そこで、路盤の等価値を路床の鉛直応力を基準に算定するわけであるが、図-5.1で路床の鉛直応力が等しいA, B舗装を等価と考え、路盤の等価値を式(5.1)で定義し E_{eq} で表わす。

試験区画 No. 1 から No. 8 までは、表層+基層厚がすべて同じなので、粒調碎石路盤の No. 1~No. 4 を基準舗装と考え、No. 5~No. 8 の路床鉛直応力の測定結果を、図-5.4~5.7中の No. 1~No. 4 の結果と比較することにより、各安定処理路盤の等価値が表-5.3のように求まる。試験区画 No. 14~No. 17 の路盤にもセメント安定処理やリーンコンクリートが使用されているが、この場合表層+基層厚が18cmあり、同じ表層+基層厚を持つ粒調碎石路盤の基準舗装がないため、直接比較から等価値を求めることはできない。一方、基層アスファルトコンクリートの等価値は、S-5~7をS-1~4と比較することにより判明し、表-5.3に算定値が示されている。いまこの基層アスファルトコンクリートの等価値を3.0とし、No. 14~17で得られた路床鉛直応力の結果をSシリーズの結果と比較すれば、間接的にはあるが、No. 14~17のセメント安定処理とリーンコンクリートの等価値が求まる。これらの値も表-5.3に示されている。

つぎに、路床面の全沈下や弾性沈下に基づいて路盤の等価値を検討してみる。4.1で述べたように、舗装表面

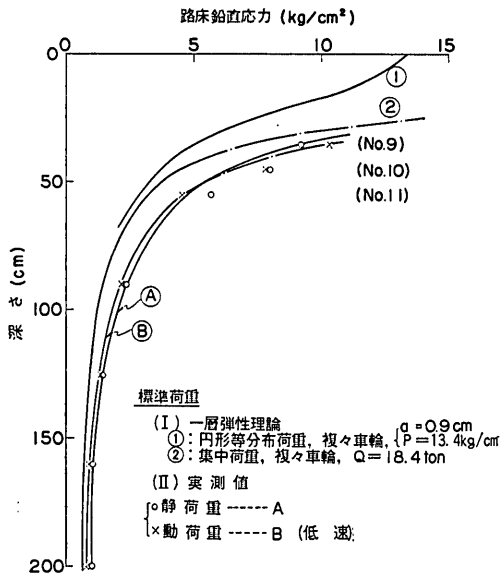


図-5.8 深さ方向路床鉛直応力分布 (標準荷重)

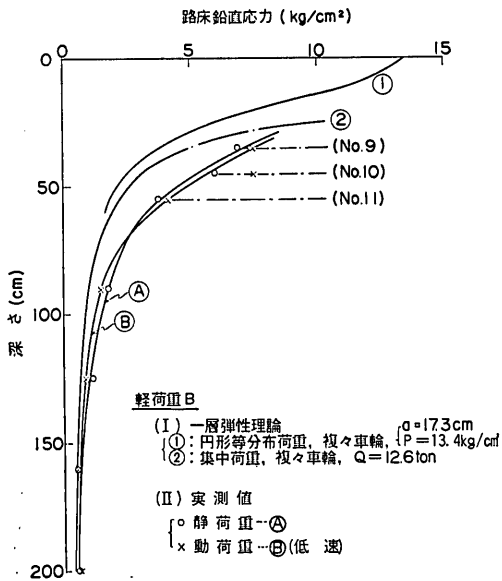


図-5.9 深さ方向路床鉛直応力分布 (軽荷重 B)

表-5.3 路床鉛直応力を基準にして求めた路盤の等価値

材 種	試験区画	路盤厚 (cm)	材 料 条 件	トラック荷重		原型走行荷重車			平均 (走行荷重車による結果のみ)	備 考
				輪荷重 5 ton	輪荷重 7 ton	標準荷重	軽荷重A	軽荷重B		
基層アスファルトコンクリート	No. 9					3.8	(5.3)	(4.8)	全平均 3.2 ()を除く 平均 2.9	
	No. 10					3.5	2.0	(1.5)		
	No. 11					2.5	2.8	2.5		
アスファルト安定処理	No. 5-1	10	マーシャ ル安定度 435kg	1.4	1.4	1.6	1.5	1.6	1.6	
	No. 5-2	10	〃 520kg	1.3	1.5	1.9	1.7	1.6	1.7	
	No. 6-2	15	〃 435kg	1.4	1.4	1.7	1.5	1.6	1.6	
セメント安定処理	No. 7-1	15	$\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	1.8	1.6	1.5	1.6	1.5	1.5	基層用アスコンの等価値を3.0として求めた値
	No. 16-2	15	$\sigma_7=9.3\text{kg/cm}^2$			1.4	1.2	1.1	1.2	
	No. 17-2	15	$\sigma_7=35.6\text{kg/cm}^2$			1.9	1.5	1.4	1.6	
リーコンクリート	No. 14-1	10	$\sigma_7=35\text{kg/cm}^2$			2.6	2.2	1.9	2.2	
	No. 15-1	15	$\sigma_7=93\text{kg/cm}^2$			3.9	4.6	4.9	4.5	
	No. 15-2	15	$\sigma_7=35\text{kg/cm}^2$			2.0		1.5	1.8	
浸透式マカダム	No. 8	15		1.4	1.4	1.7	1.4	1.2	1.4	

の亀甲状のクラックは、路床・路盤の復元変形量が大いほど生じやすい。本試験舗装では測定法の関係で、静的載荷試験では全沈下だけが、動的載荷試験では全沈下と弾性沈下の両者が測定された。いまここで問題にしている復元変形に対応するのは弾性沈下で、弾性沈下のほかに塑性沈下も含む全沈下は、いくぶん特質の異なるものである。しかし、1回の載荷だけ考えた場合、本試験舗装の路床の全沈下の大部分は弾性沈下で占められており、弾性沈下の代りに全沈下を用いて路盤の等価値を検討することも、意味あることと、考えられる。

表-5.4は静的載荷試験での路床全沈下の測定結果で、図-5.10、5-11は基準になる粒調砕石路盤の舗装の結果を図示したものである。図-5.10には1層弾性理論に基

表-5.4 路床面全沈下実測結果 (静的載荷)

試験区画	舗装厚 (cm)	トラック荷重		原型走行荷重車		
		輪荷重 5 ton	輪荷重 7 ton	標準荷重	軽荷重A	軽荷重B
No. 2 (S-2)	35	0.69	0.69	3.62	3.17	1.54
No. 4 (S-4)	55	0.34	0.34	2.12	1.72	1.23
No. 6-1(AC-3)	35	0.44	0.44	2.06	2.11	1.47
No. 7-1(SC-5)	35	0.34	0.39	2.12	2.12	1.33
No. 7-2(SG)	35	0.45	0.50	2.98	2.19	1.49
No. 15-1 (LC-1)	38	0.15	0.10	1.05	1.00	0.75

(単位: mm)

づく弾性沈下の結果も併記してあるが、測定結果は全沈下でしかも1つの載荷重に対して2点しかないの、舗装厚と沈下の関係がどのような曲線になるのか不明である。そこで、2つの舗装厚での結果を一応直線で結び、路盤の等価値を算定した。これらの結果は表-5.5に示されている。

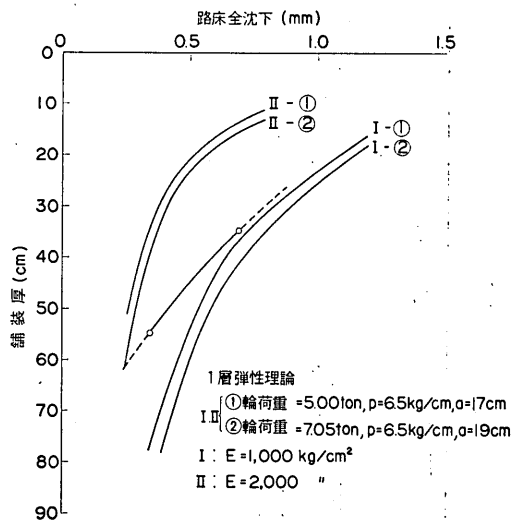


図-5.10 基準舗装厚と路床面全沈下の関係 (トラック荷重)

表-5.5 路床面全沈下を基準にして求めた路盤の等価値

材 種	試験区画	路盤厚 (cm)	材 料 条 件	トラック荷重		原型走行荷重車		
				輪荷重 5 ton	輪荷重 7 ton	標 準 荷 重	軽 荷 重 A	軽 荷 重 B
アスファルト安定処理	No. 6-1	15	マーシャル安定 度 305kg $\sigma_1=18.6\text{kg/cm}^2$	1.9	1.9	2.0	2.0	—
セメント安定処理	No. 7-1	15		2.3	2.1	2.0	2.0	1.9
ス ラ グ	No. 7-2	15	$\sigma_1=93\text{kg/cm}^2$	1.9	1.7	1.7	1.9	—
リーコンクリート	No. 15-1	15		—	—	—	—	—

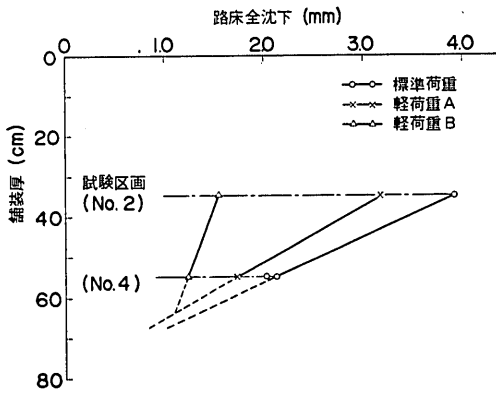


図-5.11 基準舗装厚と路床面全沈下の関係 (原型走行荷重車)

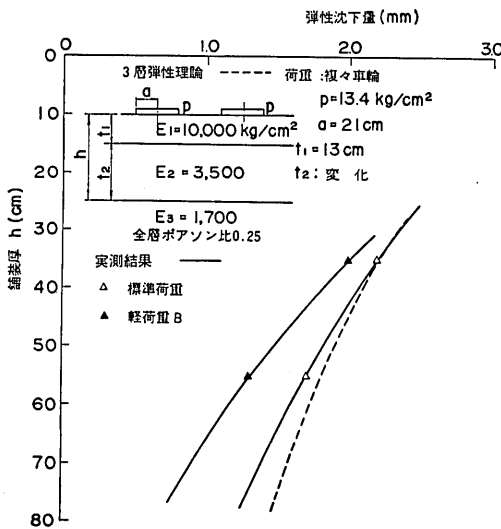


図-5.12 基準舗装厚と路床面弾性沈下の関係 (原型走行荷重車)

表-5.6 路床面沈下実測結果 (低速走行荷重, 標準荷重)

試験区画	舗装厚 (cm)	反復作用 回数(回)	全沈下量 (mm)	塑性沈下 量(mm)	弾性沈下 量(mm)
No. 2 (S-2)	35	10	2.6	0.2	2.3
		50	2.6	0.4	2.2
		100	2.2	0.1	2.1
No. 4 (S-4)	55	10	1.8	0.1	1.7
		100	2.3	0.5	1.8
No. 6-1 (AC-3)	35	10	1.8	0.1	1.7
		50	2.1	0.5	1.6
		100	1.7	0.1	1.6
No. 7-1 (SC-5)	35	10	2.1	0.2	1.9
		50	2.6	0.1	2.5
		100	2.6	0.1	2.5
No. 7-2 (SG)	35	10	2.3	0.1	2.2
		50	2.4	0.1	2.3
		100	2.1	0	2.1
No. 15-1 (LC-1)	38	10	1.3	0.1	1.2
		50	1.2	0	1.2
		100	1.3	0	1.3

表-5.7 路床面沈下実測結果 (低速走行荷重, 軽荷重B)

試験区画	舗装厚 (cm)	全沈下量 (mm)	塑性沈下 量(mm)	弾性沈下 量(mm)
No. 2(S-2)	35	2.7	0.7	2.0
No. 4(S-4)	55	1.3	0	1.3
No. 6-1(AC-3)	35	1.2	0.1	1.1
No. 7-1(SC-5)	35	1.7	0.2	1.5
No. 7-2(SG)	35	1.7	0.1	1.6
No. 15-1(LC-1)	38	0.8	0	0.8

表-5.8 路床面弾性沈下を基準にして求めた路盤の等価値

材 種	試 験 区 画	路盤 厚 (cm)	材 料 条 件	原型 走行 荷重 車		備考
				標準 荷重	軽荷 重B	
アスファルト安定処理	No. 6-1	15	マーシャル安定度 305kg/cm ²	2.6	2.8	
セメント安定処理	No. 7-1	15	$\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	1.8	2.0	
ス ラ グ	No. 7-2	15			1.8	
リーコンクリート	No. 15-1	15	$\sigma_7=93\text{kg/cm}^2$	3.2	2.8	※

※基層アスファルトコンクリートの等価値を3.0と仮定

動的載荷試験は原型走行荷重車の標準荷重と軽荷重Bに対して実施された。このときの路床の沈下量測定結果が表-5.6, 5.7で、図-5-12が粒調碎石路盤のNo. 2, No. 4の結果を図示したものである。標準荷重を例にとり、No. 2の測定値に合わせるように弾性係数を選んで計算⁴²⁾した理論結果は点線で示されている。点線を参照しながら各荷重に対する標準の舗装厚—弾性沈下曲線が作成された。これらの曲線を用いて各安定処理路盤の等価値が算出されるが、それらは表-5.8に示されている。全沈下から算定された等価値と比べると、アスファルト安定処理がかなり大きな値を示しているほかは、ほぼ同様な結果となっている。

路床の全沈下、弾性沈下を基準に算定された各種路盤の等価値を、表-5.3の路床鉛直応力を基準に算定した等価値と比べてみると、概して沈下から求めた等価値の方がやや大きい。弾性論的に考えれば、両者は等しくなければならないが、路床を含めて舗装体の性質には粘弾性的な面もあり、このような要素の影響が実測結果にあらわれ、両者の差異を生んだのかもしれない。しかし、その厳密な原因はつかめていない。

これまでの検討はすべて瞬時的に荷重を舗装にかけたときの路床の挙動に基づくもので、荷重の繰返しによる路床の耐久性は考慮していない。路床の耐久性を調べるため、その累積塑性沈下の変化が測定された。測定は路床沈下計により行なわれ、結果は図-5.13に一括して示されている。試験区画No. 2, 4がやはり基準舗装で、図-5.13の結果から各種反復作用回数に対して、舗装厚と路床面累積塑性沈下の関係が図-5.14のように求まる。図-5.13の結果と図-5.14を用いれば、各種安定処理路盤の等価値を表-5.9のように算定することができる。後述するが、本試験舗装の各安定処理路盤の等価値は、標準荷重の場合反復作用回数とともに漸増するので、表-5.9

の等価値は図-5.14中の各反復作用回数で求めた値を平均したものである。

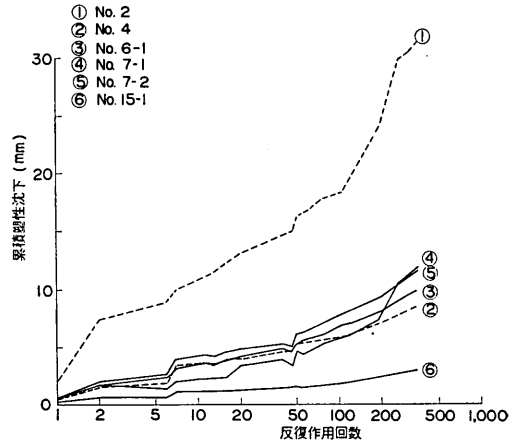


図-5.13 路床面累積塑性沈下曲線 (標準荷重)

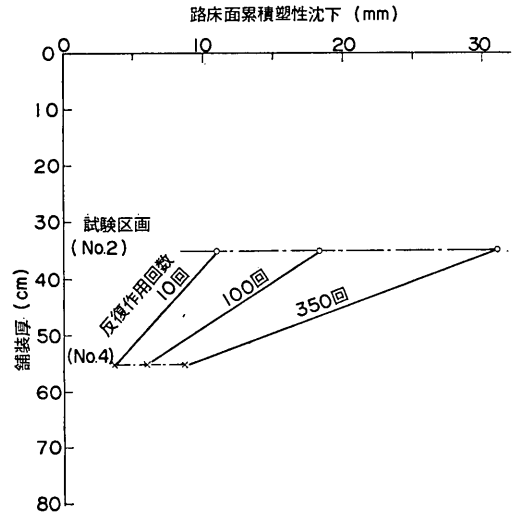


図-5.14 基準舗装厚と路床面累積塑性沈下の関係 (標準荷重)

表-5.9 路床面累積塑性沈下を基準にして求めた路盤の等価値

材 種	試 験 区 画	路盤厚 (cm)	材 料 条 件	標準 荷重
アスファルト安定処理	No. 6-1	15	マーシャル安定度 305kg	2.3
セメント安定処理	No. 7-1	15	$\sigma_7=9.3\text{kg/cm}^2$	2.3
ス ラ グ	No. 7-2	15		2.2

路床累積塑性沈下は、路床の耐久性に基づくほか、路盤の性状にも影響される。舗設当初安定性の高い路盤でも、繰返し荷重により劣化し路盤効果が下がることにより、路床の沈下も促進される。図-5.13で安定処理路盤の下の路床累積塑性沈下の変化を粒調碎石路盤の場合と比べてその傾向をみると、反復作用回数が400回程度まででは、セメント安定処理の場合を除いて、特に両者に差異はみられない。セメント安定処理路盤の場合、反復作用回数が200回を越えたところから、やや沈下の進む程度が大きくなっているが、これがセメント安定処理の粒状化に基づくものかどうかは、この結果だけでは判定ができない。この点に関しては次節で詳しく検討してみる。

5.3 路盤の破壊に対する等価値

舗装の路盤材料の耐久性を調べる適当な試験方法がなかった時代、大多数の舗装技術者は、ソイルセメントがソイルアスファルトよりも安定性（強度）が大きく、耐久性も優れていると信じていた。しかし、AASHO道路試験の結果は、道路舗装におけるこの考えを根本的にくつがえすものであった。粒調碎石の相対強度1に対し、セメント安定処理は1.64、アスファルト安定処理は2.43で、セメント安定処理よりアスファルト安定処理の方がおよそ1.5倍の強度と耐久性を有することが明らかになった⁹⁾。

路盤の等価値を検討する場合、一般に安定処理材の舗設当初の強度は粒調碎石よりはるかに大きく問題にならない。問題となるのは、交通荷重の繰返し作用によって安定処理路盤が粒調碎石路盤（強度から求めた等価路盤）より早く破壊する場合である。AASHO道路試験の結果は、セメント安定処理路盤にこのような傾向のあることを示し、AASHOが決めた路盤の等価値にはこの影響が考慮された。しかし、道路舗装とは舗装上の荷重条件などが大きく異なる空港舗装では、路盤材の耐久性に対する考え方も異なるため、耐久性を基準にして求めた路盤の等価値は、当然のことながら道路舗装の場合とは違うものとなろう。空港舗装の特質を十分に考慮して、セメント安定処理、アスファルト安定処理ばかりでなく、そのほかの新しい路盤材料を含めて、合理的な等価値を決定してやらねばならない。

現段階では、路盤の耐久性を検討するには、AASHO道路試験の場合と同様、実物荷重による繰返し走行試験を行なうしか方法がない。表-3.9に示した大型航空機と同等の3種類の荷重によって走行試験が行なわれ、路床および路面の累積塑性沈下の変化が測定された。その結

果の一部はすでに4.および5.2で示した。

路床累積塑性沈下は路床自身の耐久性に関係することはもちろんであるが、そのほか路盤の状況にも影響されよう。路盤材が粒状化して路盤効果が低下すれば、路床鉛直応力も大きくなり、路床の累積塑性沈下も促進される。前節で路床累積塑性沈下による路盤の等価値の検討を行なっているが、沈下計が限られた試験区画にしか入っていないため、路盤の耐久性を調べそれに基づく等価値を算定するには不十分である。

路盤の耐久性を検討するには、路盤自身の破壊と異常沈下を観察することも必要となる。いま、ある反復作用回数での路面の累積塑性沈下を S とし、この沈下を受けもつ表層・基層、路盤、路床の累積塑性沈下をそれぞれ S_1, S_2, S_3 とすれば、次式が成り立つ。

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (5.2)$$

本実験で S は各荷重、全試験区画について一応求まっているのに対し、 S_2, S_3 の測定は限られている。すなわち、 S_1, S_2 は舗装解体調査における舗装各層の横断面図から求める値だけであり、 S_3 は沈下計の入った限られた試験区画の標準荷重に対する結果があるにすぎない。したがって、本試験舗装では、直接反復作用回数に対する S_2 の変化を求めることはできない。

一方、試験区画 No.1~No.4 に対する走行試験後の舗装各層の横断面形状の測定結果から、表層+基層厚13cmで標準荷重の場合の S_1 については、反復作用回数との間に図-5.15のような関係が求まる。図-4.1を用いて路床鉛直応力の結果から、反復作用回数に対する S_3 の変化も推定できるので、 S_2 の変化についても間接的には求めることができる。しかし、図-5.15の S_1 は解体調査の精度上その定量的な使用には問題があり、 S_3 は路床鉛直応力からの推定で、沈下計、土圧計の精度などの種

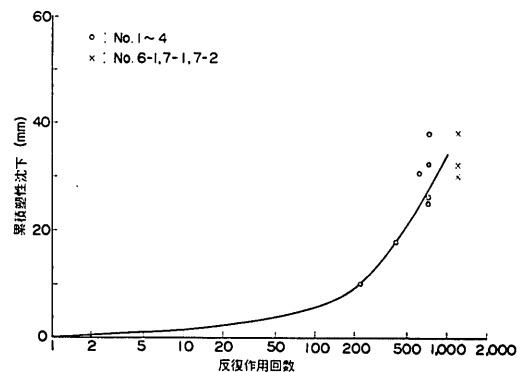


図-5.15 表層・基層累積塑性沈下曲線（標準荷重）

々の要素が関係し、その結果に全般的な信頼はない。したがって、路盤の変化を定量的に把握する目的で、このように間接的に算定した S_2 を用いることは、あまり意味があるとは考えられない。

これに対し、 S は路面沈下計および路面凹凸計による測定結果そのもので、 S_1, S_2, S_3 にあったような精度上の問題はない。表層・基層部分の沈下はほとんどタイヤ接地圧の影響によるものと考えられるので、表層+基層厚が同じ舗装であるならば、 S_1 はどのような舗装に対してもほぼ図-5.15のように変化すると思われ、解体調査の結果から求めた試験区画No.6, 7の表層・基層の累積塑性沈下の結果も図-5.15に示されているが、このことを裏付けている。

このような観点に立てば、各試験区画の S の変化を比較することと、 $S-S_1$ を比較することは同じことで、式(5.2)から $S-S_1$ は S_2+S_3 であるので、 S の比較検討をすることは、路盤・路床の累積塑性沈下の検討をしていることになる。安定処理材などの路盤の下にくる路床の沈下は、路盤の性状に大きく影響されることを考えると、路面の累積塑性沈下の特質を十分に解明して、路盤の耐久性やそれに基づく等価値を求めることも可能である。

粒調碎石路盤の舗装に対する路盤累積塑性沈下の結果の一部は4.で示した。ここでは、前出の結果以外に路盤の等価値の算定に必要な結果を示す。安定処理路盤の舗装について、標準荷重の場合の路面累積塑性沈下の結果は図-5.16~5.18である。粒調碎石路盤の舗装に対する図-4.2~4.5などの場合も含めて、対数目盛の反復作用回数に対してほぼ直線的に変化してきた路面の累積塑性沈下は、ある反復作用回数から急激に増大し曲線がカー

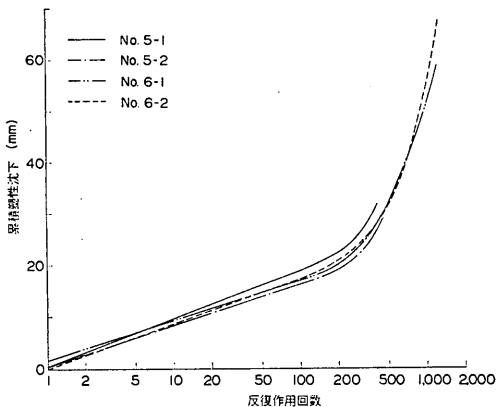


図-5.16 路面累積塑性沈下曲線(標準荷重, No. 5, 6)

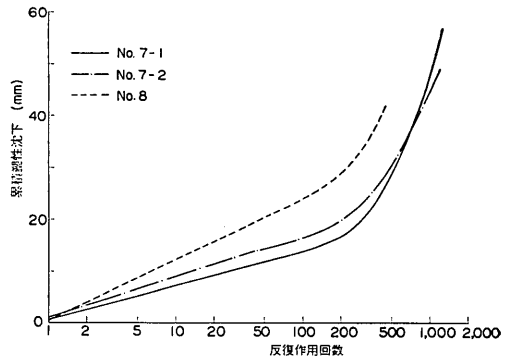


図-5.17 路面累積塑性沈下曲線(標準荷重, No. 7, 8)

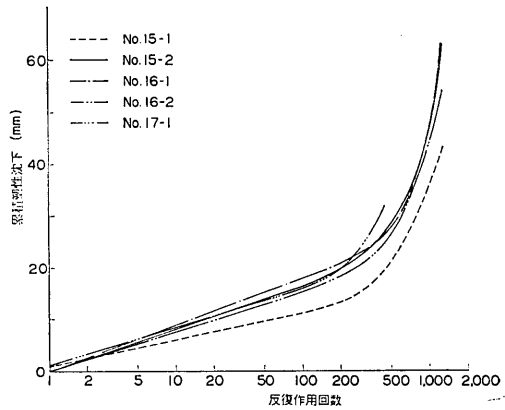


図-5.18 路面累積塑性沈下曲線(標準荷重, No. 15~17)

ブするが、さらに反復作用回数が増すとまた直線的に沈下が進むようになる。ある反復作用回数から沈下が急激に増大する原因としては、図-5.15のような表層・基層の塑性流動による沈下促進と、路床・路盤のセン断破壊による沈下促進の2つが考えられる。

軽荷重Bの走行試験の結果のうち粒調碎石路盤のNo. 1~4に対するものはすでに図-4.25で示した。安定処理路盤の試験区画に対するものは、図-5.19~5.21にとりまとめられている。いずれの試験区画の結果も、反復作用回数10回が原点となるようなほぼ直線的な沈下を示している。反復作用回数2,000回までの結果では、標準荷重の場合のような沈下量の急激な増大現象はみられなかった。図-4.25のNo. 2, 3, 4で、反復作用回数が2,000回を越えたところで急激な沈下がみられるのは、この部分の走行試験が夏場に行なわれたために、表層・基層の塑性流動が促進されたことに主な原因があるようだ。

軽荷重Aについては、限られた試験区画に対してだけ

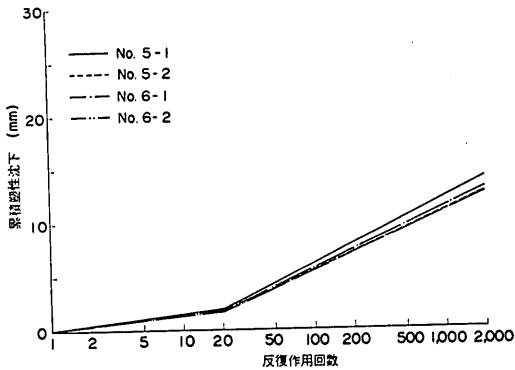


図-5.19 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B, No. 5, 6）

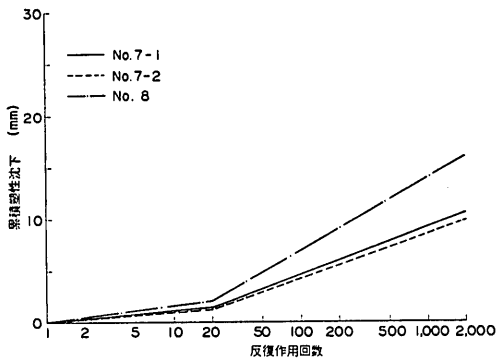


図-5.20 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B, No. 7, 8）

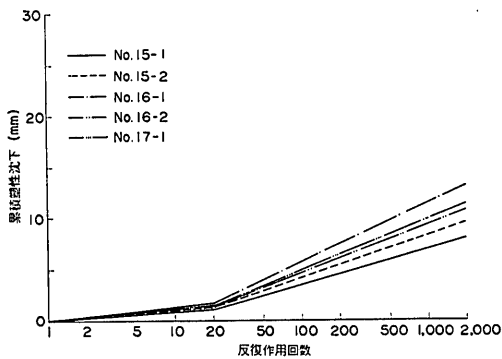


図-5.21 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重B, No. 15~17）

走行試験が行なわれた。測定結果を図-5.22, 5.23に示す。表層・基層内温度の高い夏場の試験で、表層・基層およびアスファルト安定処理などの塑性流動現象がはげしく、結果の一部の信頼性が乏しいため、等価値決定の十分正確な検討は行なえなかった。図-4.6~4.9および図-5.29~5.33などの舗装解体調査の結果をみると、各

試験区画の路面累積塑性沈下の大部分は、表層・基層で生じており、No. 2~No. 4に対する走行試験時期とNo. 6, 7の走行試験時期の異なることが、測定結果に少なからぬ影響を及ぼしたと考えられる。

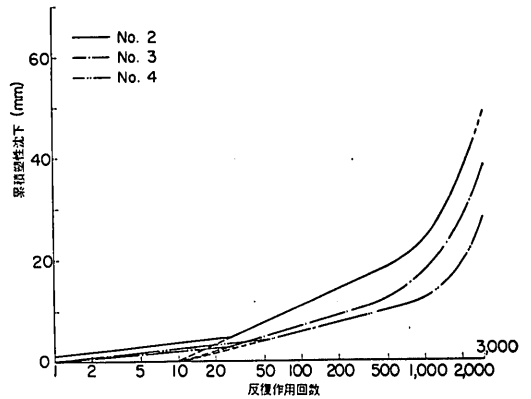


図-5.22 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重A, No. 2~4）

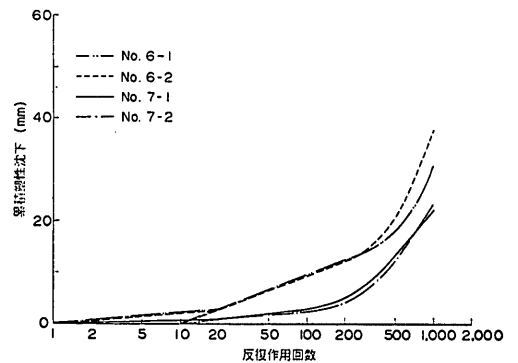


図-5.23 路面累積塑性沈下曲線（軽荷重A, No. 6, 7）

路盤の等価値の算定は、粒調碎石路盤の基準舗装No. 1~No. 4の結果との比較によって行なわれた。No. 1~No. 4の結果に基づき、各荷重ごとに舗装厚と路面累積塑性沈下の関係を、各種反復作用回数に対して作成したのが図-5.24~5.26である。標準荷重の場合、図-5.16, 5.17の結果は図-5.24の基準舗装と表層+基層厚が同じなので、直接結果を比較することができ、それぞれの路盤の等価値が各種反復作用回数に対し計算され、それらを平均すると表-5.10のようになる。軽荷重A, Bに関しても同様に路盤の等価値が算出でき、それらの値も表-5.10に併せ示されている。それに対し、試験区画No. 14~17は基準舗装と表層+基層厚が異なるため、図-5.24

表-5.10 路面累積塑性沈下を基準にして求めた路盤の等価値

材 種	試験区画	路盤厚 (cm)	材 料 条 件	荷 重 条 件		
				標 準 荷 重	軽 荷 重 A	軽 荷 重 B
基層アスファルト コンクリート	No. 9					
	No. 10					
	No. 11					
	No. 12					
	No. 13					
アスファルト安定 処理	No. 5-1	10	マーシャ ル安定度 435kg	1.8		1.7
	No. 5-2	10	〃 520kg	2.2		2.3
	No. 6-1	15	〃 305kg	1.8		1.7
	No. 6-2	15	〃 435kg	1.9		1.8
セメント安定処理	No. 7-1	15	$\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	2.6	2.1	2.5
	No. 14-2	10	$\sigma_7=9.3\text{kg/cm}^2$			
	No. 16-1	15	$\sigma_7=5.8\text{kg/cm}^2$			
	No. 16-2	15	$\sigma_7=9.3\text{kg/cm}^2$			
	No. 17-1	15	$\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	(2.6)	(2.1)	(2.5)
リーコンクリー ト	No. 14-1	10	$\sigma_7=35\text{kg/cm}^2$			
	No. 15-1	15	$\sigma_7=93\text{kg/cm}^2$	(2.6 \ll)		(2.5 \ll)
	No. 15-2	15	$\sigma_7=35\text{kg/cm}^2$	(2.6)		(2.5 $<$)
ス ラ グ	No. 7-2	15		1.9	2.4	2.6
浸透式マカダム	No. 8	15		1.0		

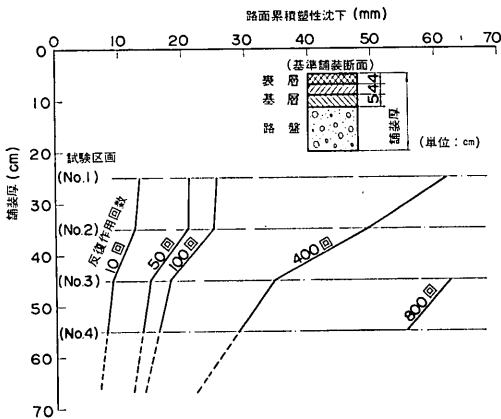


図-5.24 基準舗装厚と路面累積塑性沈下 (標準荷重)

との直接比較によって等価値を算定することはできない。4.2で調べたように、表層・基層の累積塑性沈下は、表層+基層厚が薄い方が小さい場合があり、表-5.3の路床鉛直応力の場合のように、表層・基層用のアスファルト

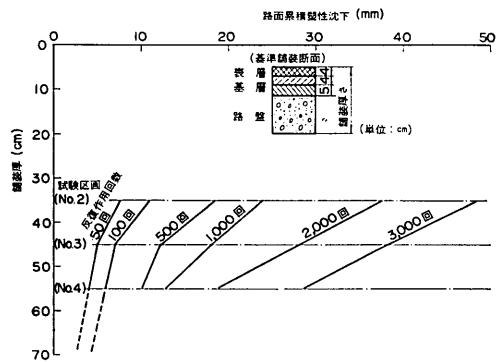


図-5.25 基準舗装厚と路面累積塑性沈下 (軽荷重A)

トコンクリートの等価値をまず決めてやり、その値を用いて間接的に等価値を求めるようなこともできない。ただし、セメント安定処理材の場合、同じ強度の材料が試験区画No.7-1とNo.17-1に用いられているので、No.17-1のセメント安定処理路盤の等価値をNo.7-1と同じと考え、No.17-1の沈下曲線を基準にNo.15,16などを

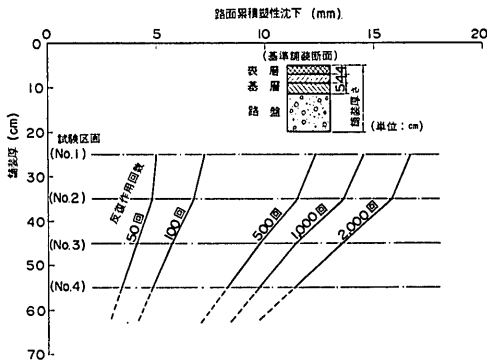


図-5.26 基準舗装厚と路面累積塑性沈下（軽荷重B）

検討すると、リーコンクリートなどの等価値もおおよそその目安はつく。このように求めた等価値は、表-5.10ではカッコに入れて示されている。

繰返し走行荷重による路盤の耐久性を考慮して求めた等価値である表-5.10の結果を、1回の載荷で求めた路床鉛直応力を基準にして算定した表-5.3の結果と比較してみると、各種路盤材の持つ耐久性の様子が明らかになる。一般に表-5.10の等価値の方が表-5.3の値より大きく、等価値として表-5.3の値を用いておれば、通常は問題が生じない。ただし、浸透式マカダムに関しては、路盤自身の累積塑性沈下が大きく、表-5.10の等価値は1.0で粒調碎石なみの効果しか期待できない。

AASHO道路試験の結果では、繰返し荷重に対する耐久性は、セメント安定処理路盤よりもアスファルト安定処理路盤の方が大きかった。本試験舗装の結果から、この点についての検討を行なってみる。図-5.27は標準荷重のときの各試験区画の路面累積塑性沈下の曲線を、1つのグラフにまとめたもので、沈下曲線の形を比較することから、各路盤材の耐久性の優劣が判明しよう。いずれの安定処理材も粒調碎石と比べて耐久性には問題なく、セメント安定処理およびスラグがアスファルト安定処理よりも良い供用性を示していることがわかる。この事実を反復作用回数に対する等価値の変化で示したのが図-5.28で、各路盤材料の等価値は反復作用回数とともに増加し、それら材料の耐久性が粒調碎石よりも大きいことが理解される。1,000回程度の反復作用回数で破壊する本試験舗装に対する、標準荷重での走行試験は、一種の促進試験であり、上載荷重に対して適当な厚さの舗装の場合には、上述の事実がより大きな反復作用回数についても言えるものと考えられる。いま、軽荷重Bでの走行試験結果をもとに、この事柄に対して考察を加えてみる。軽荷重Bの場合には、反復作用回数2,000回、一

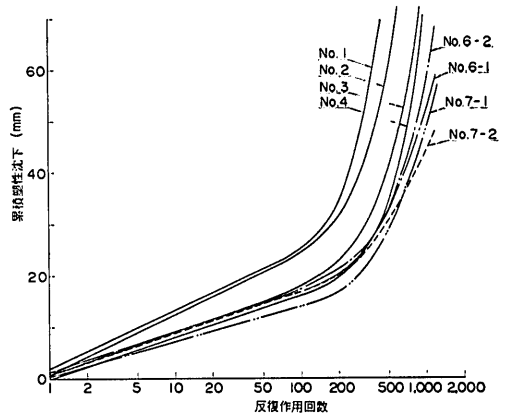


図-5.27 路面累積塑性沈下曲線（標準荷重）

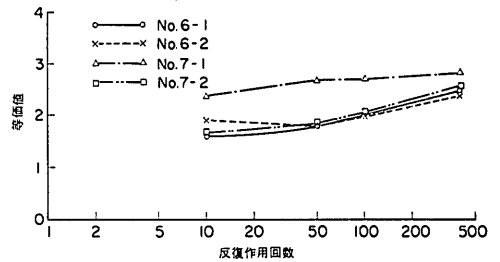


図-5.28 反復作用回数に対する等価値の変化

部で5,000回まで走行試験が行なわれた。図-4.25と図-5.19, 5.20の結果を比較検討すれば、各路盤材の耐久性が判明する。この場合路面の累積塑性沈下は直線に変化しているので、路盤の等価値はほぼ一定である。また、セメント安定処理やスラグの方が、アスファルト安定処理よりも供用性がよく、この程度の反復作用回数では、セメント安定処理路盤の粒状化の現象もみられていないようである。

図-5.29～5.32は、走行試験終了後の舗装解体調査の結果の一部で、種々の安定処理路盤の試験舗装の各層の横断面図である。路面累積塑性沈下の曲線とこれら舗装各層の横断面図から、荷重走行による路盤断面の変化などが判明するので、いま問題としている路盤の耐久性に対しても具体的な検討が可能となろう。

図-5.29～5.32などの舗装各層の横断面を検討すると、浸透式マカダムを除いて、いずれの路盤材も自身の累積塑性沈下量はわずかである。したがって、路盤面上の累積塑性沈下は主に路床の沈下ということになり、荷重分散効果のよい路盤材ほど、路床鉛直応力は小さく、路床の沈下も小さくなるので、大きな等価値を示す。セメン

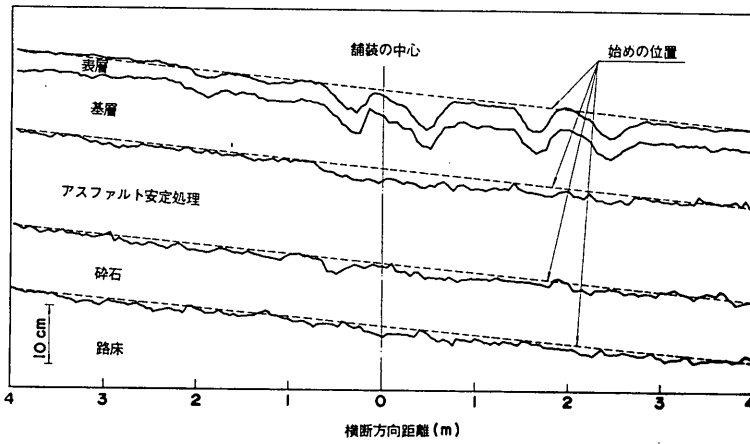


図-5.29 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 6-1)

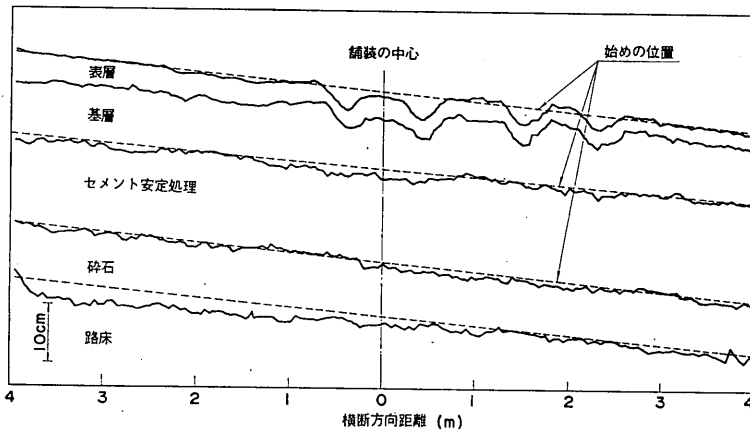


図-5.30 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 7-1)

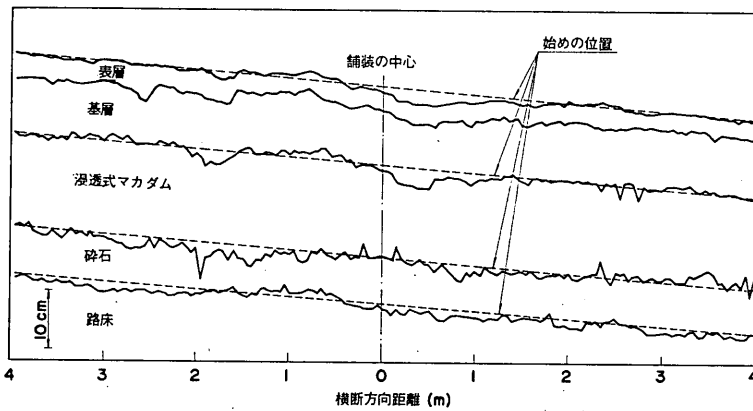


図-5.31 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 8)

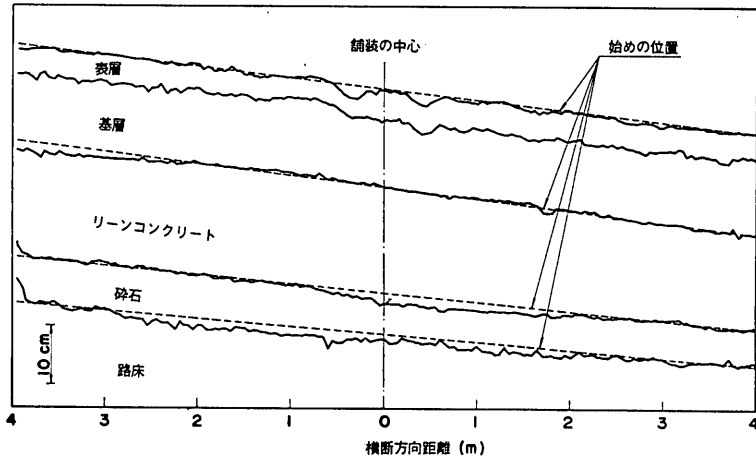
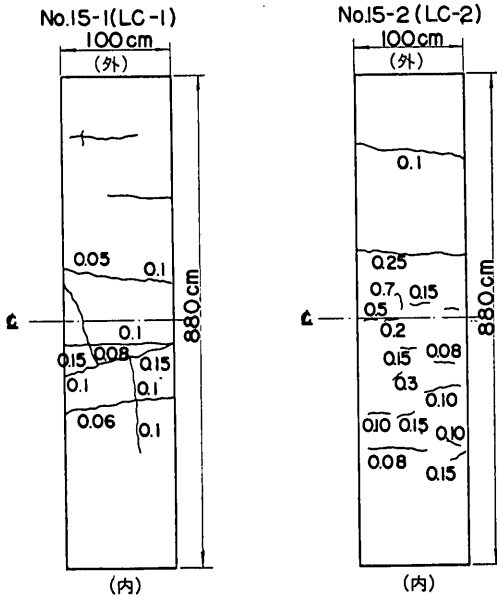


図-5.32 走行試験終了後の舗装各層の横断面形状 (No. 15-1)

ト安定処理やリーンコンクリートが大きな等価値を示している理由は、ここにあるものと思われる。

ただ路盤にクラックが入って路盤効果が落ちたときは、当然等価値も小さくなるので、その検討もなされねばならない。図-5.32のリーンコンクリート路盤断面をみると、路盤表面は直線ではほとんど舗装時と変わっていない。解体調査での路盤面上の観察では、No. 15-1, 15-2に大きなクラックが図-5.33のように入っていたが、

繰返し荷重に対するこれらの舗装の供用性はよく、等価値としても No. 15-2 で 2.0 以上が考えられた。セメント安定処理、アスファルト安定処理、スラグなどの路盤表面は、かなり累積塑性沈下しているのに、当然路盤にクラックは入っているものと考えられるが、前に調べたようにその供用性は粒調砕石よりよい。これらの路盤に入ったクラックは、初めのうちは一種の構造的クラックとして働き、荷重を十分に伝達するものと考えられる。繰返し回数が多くなり、クラックも網の目ようになって、路盤を碎石化すると、当然路盤効果は低下し、等価値も減じる。AASHTO道路試験で、セメント安定処理の等価値がアスファルト安定処理より小さくなっているのは、上述のような状態にセメント安定処理路盤の方が早く到達するためであろう。これに対し、空港舗装の場合、耐用年数を通しての荷重の繰返し回数は、道路の場合に比べてはるかに少なく、安定処理路盤が碎石化される状態まで到達するかどうかは疑問である。少なくとも本試験舗装の結果では、そのような状態は観察されていない。



※図中の数字はクラック幅 (mm)

図-5.33 リーンコンクリート路盤表面のクラック

5.4 表層・基層の破壊に対する等価値

4.2でも示したように、舗装表面の累積塑性沈下に占める表層・基層の沈下は大きい、その大部分は荷重の集中繰返しによるアスファルトコンクリートの塑性流動によるものであった。本試験舗装においては、顕著な表層・基層の曲げ破壊現象はみられず、これを舗装の破壊の主原因と考えることはできなかった。しかし、一般には表層・基層の破壊、特に曲げ破壊によって舗装が決定的な破壊へ導かれる可能性は十分あり、この面の検討

を省略することはできない。

表層・基層のヒビワレは、繰返し交通荷重の結果アスファルトコンクリートの層が繰返し曲げを受けることによりおこる。ヒビワレの発生はアスファルトコンクリート層の底面に生ずる引張歪がある限度をこえたときにおこるのであろう。したがって、アスファルトコンクリート層の底部における引張歪もまた舗装の破壊の検討に当たって考慮しなければならない1つの限界となる。

本試験舗装での表層・基層内水平歪測定結果の一部が図-5.34~5.41である。このうち、図-5.34~5.38は各種荷重での静的測定結果で、図-5.39~5.41は標準荷重による走行試験時の結果を静的測定結果と比較したものである。図-3.14の複々車輪荷重が載ったとき、表層・基層内に生ずる水平歪のうち、1車輪直下の値が最も大きいので、すべて車輪直下の測定結果で示している。

本試験舗装の断面とは異なるが、図-5.42のような舗装断面に、図中に示す弾性係数を仮定して、タイヤ接地

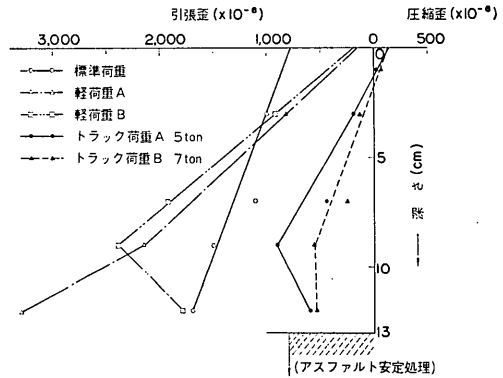


図-5.36 表層・基層内水平歪の分布 (静荷重, No.6-2)

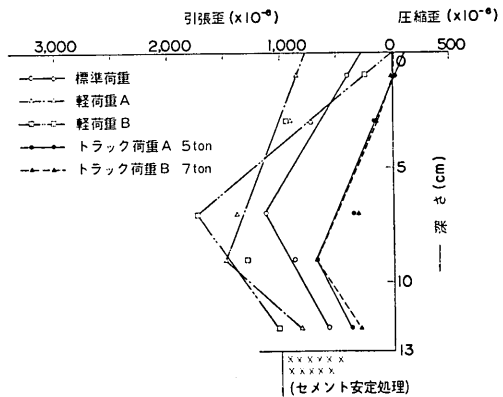


図-5.37 表層・基層内水平歪の分布 (静荷重, No.7-1)

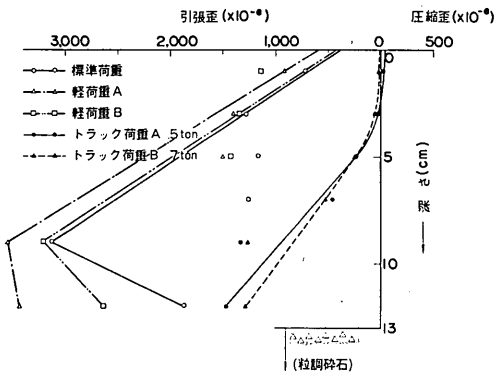


図-5.34 表層・基層内水平歪の分布 (静荷重, No.2)

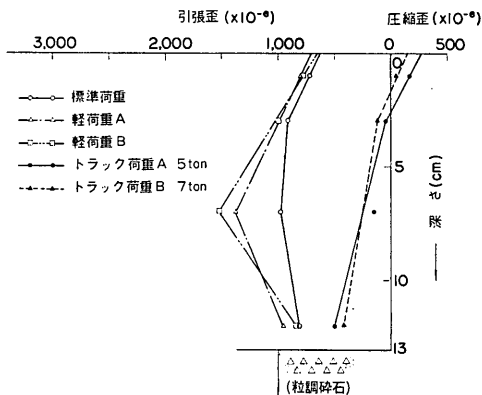


図-5.35 表層・基層内水平歪の分布 (静荷重, No.4)

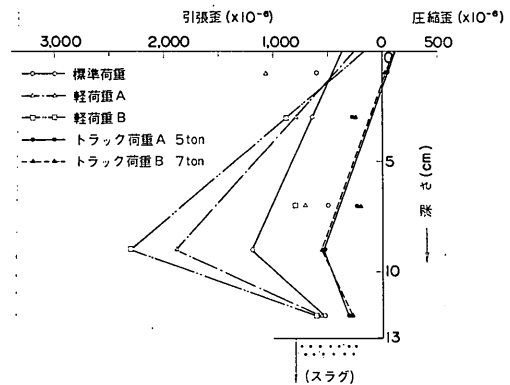


図-5.38 表層・基層内水平歪の分布 (静荷重, No.7-2)

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

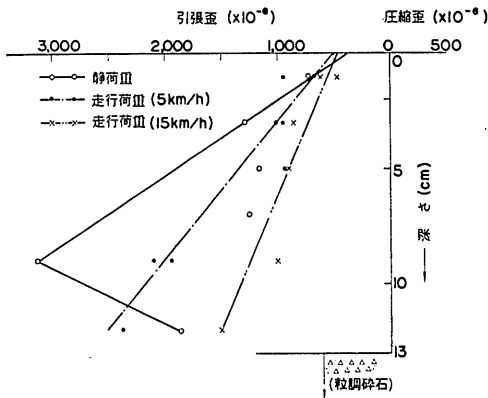


図-5.39 表層・基層内水平歪の分布 (標準荷重, No. 2)

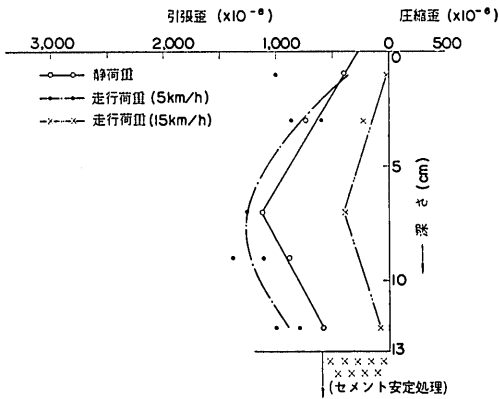


図-5.40 表層・基層内水平歪の分布 (標準荷重, No. 7-1)

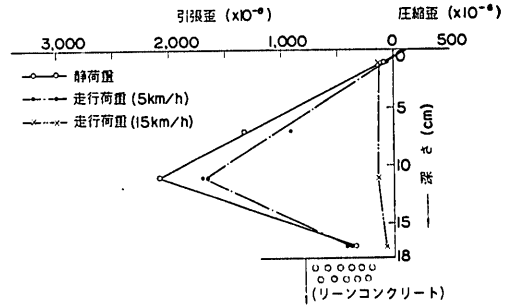


図-5.41 表層・基層内水平歪の分布 (標準荷重, No. 15-1)

圧 13.9kg/cm², タイヤ接地面半径 20.9cm の図-3.14 と同じ寸法の複々車輪荷重を載せたとき, 表層・基層内および路盤内に生ずる水平歪は, 図の右側に示すようになる⁴³⁾。弾性理論から求まる結果では, 舗装断面の違い, 弾性係数の違いにもかかわらず, 表層・基層内の歪分布の定性的傾向はほとんど同じなので, 図-5.34~5.41 の実測結果と図-5.42 の結果とを比較しながら, 本試験舗装の測定結果の特質を検討してみる。

弾性理論からは, 舗装の表面付近の水平歪は圧縮になっているが, 本実験の結果では, ほとんど圧縮歪は生じていない。特に, 原型走行荷重車の場合には, 舗装表面においてすら, かなり大きな引張歪となっている。これは大きなタイヤ接地圧による表層材の塑性流動に起因しているのかもしれないが定かでない。また, 理論では, 舗装の深さ方向に直線的に歪が変化し, 基層下面で最大の引張歪となっているが, 実測ではほとんどの場合, ア

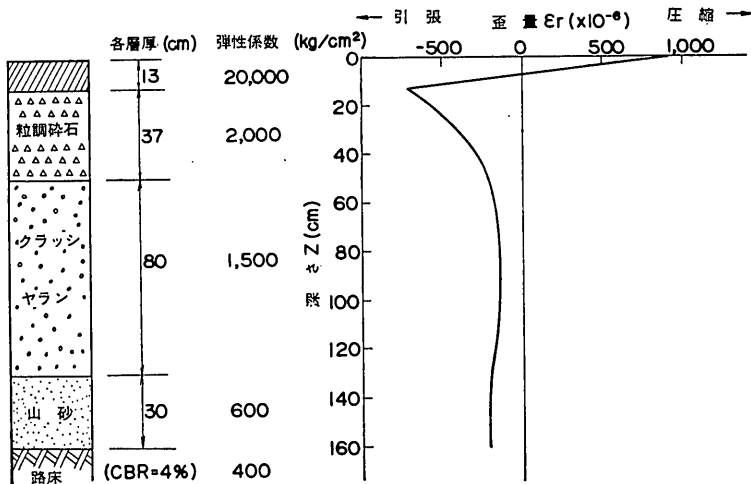


図-5.42 弾性計算による舗装内水平歪の分布

スファルトコンクリート層の中間付近の深さで、水平引張歪が最大となっている。特にこの傾向は安定処理路盤上のスファルトコンクリート層で顕著である。これは、路盤とその上のスファルトコンクリート層がよく付着していて、路盤の歪の影響を上のスファルトコンクリート層が多分に受けているためであろう。この効果が粒調碎石路盤よりも安定処理路盤で大きいことは、容易に想像できる。

図-5.42の弾性計算結果では、舗装表面の圧縮歪が約900 μ 、基層下面では約700 μ の引張歪となっているのに対し、本試験舗装の測定結果では、最大引張歪が1,000~2,000 μ 、大きいものでは3,000 μ も記録している。舗装断面の違いを考慮しても、本試験舗装の歪測定結果は非常に大きい。スファルト混合物内の歪測定には多くの問題があり、測定値の定量的な信頼性は乏しいといえど、このように大きな歪が測定されたのは、航空機脚荷重やタイヤ接地圧がきわめて大きく、静的な荷重によってスファルトコンクリートが塑性流動したことが理由として考えられる。

実測値相互間の関係性をみると、荷重の大小にあまり影響を受けていないことがわかる。もちろんトラック荷重と原型走行荷重車の結果の間には大きな差異はある。しかし、2種類のトラック荷重に対する結果では両者はほとんど一致し、また原型走行荷重車の3種類の荷重に対する結果相互の間にもさほど大きな差はなく、むしろ軽荷重A、Bの場合の方が標準荷重の場合より大きな歪が測定されている。これは表層・基層部分が輪荷重

よりもタイヤ接地圧に主に支配されることから容易に理解できる。ただし、原型走行荷重車による結果のように、輪荷重の小さいものほど大きな歪が生ずることは、通常は不自然である⁴⁴⁾。このような結果が生じた理由は、表-5.11の表層・基層内温度の結果から理解される。スファルト混合物は温度にきわめて大きな影響を受け、文献⁴⁵⁾によれば、厚さ15cmのスファルト混合物の場合、温度が15°Cのとき約10,000kg/cm²の弾性係数があったものが、温度40°Cでは約4,000kg/cm²と½以下に低下する。測定時の表層・基層内温度の相違による弾性係数の減少の影響の方が、輪荷重が小さくなったことによる影響よりも大きいため、前述のような結果になったものと考えられる。

図-5.34~5.41の結果は、1回の載荷によるもので、表層・基層の破壊を論ずるのに十分なデータではない。スファルト混合物は繰返し荷重により疲労し、Pell⁴⁶⁾等によれば、スファルト混合物の疲労に支配的な影響を及ぼすのは主引張歪である。そして、引張歪と破壊を起こす荷重の繰返し回数との間には、図-5.43のような関係があり、交通量が多い舗装では当然許容歪も小さくなるとしている。空港舗装の場合、荷重の繰返し回数に相当する反復作用回数は、耐用年数を通して1,000~10,000回ぐらいで、図-5.43を参照すれば許容歪は400~600 μ 程度である。本実験の表層・基層内歪測定結果の定量的信頼性は低いが、静的な載荷ではこの許容値よりはるかに大きな歪が生じているようだ。これに対し、走行荷重で生ずる歪量は、図-5.39~5.41からわかるように、

表-5.11 載荷試験時の表層・基層内温度

			測定年月日	測定区画	天 候	No. 13			No. 17		
						10時	14時	16時	10時	14時	16時
静	トラック荷重	5 ton	4月3日	全区画	曇	15°C	26°C	21°C	14°C	22°C	20°C
		7 ton	4月4日	全区画	曇時々雨	17	23	20	16	22	19
動的測定	標準荷重		4月17日	No. 1~9	雨後曇	9	14	12	10	14	13
			4月18日(午前)	No. 10~15	晴	18	—	—	16	—	—
			4月19日(午後)	No. 16~17	晴	24	—	—	21	—	—
		軽荷重 A	4月25日	全区画	曇	24	27	25	23	25	24
	軽荷重 B	4月30日	全区画	曇後晴	22	40	37	22	36	35	
動的測定	標準荷重	低速	5月21日		晴	33	39	—	30	37	—
			5月22日		曇	36	41	33	33	38	32
		高速	5月23日		晴	27	45	41	33	40	37
	5月26日			晴	32	44	38	29	39	35	

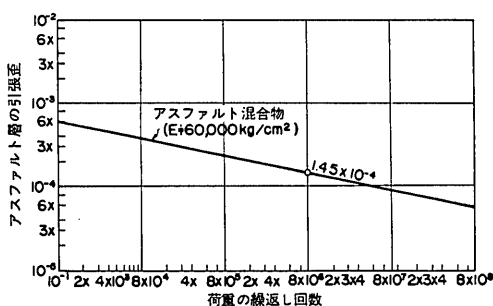


図-5.43 荷重の繰返し回数と歪の関係

静荷重のときに比べかなり小さく、これが本試験舗装の走行試験で顕著な表層・基層の曲げ破壊が生じていない理由と考えられる。そのほか、一般に空港舗装で使われるアスファルトコンクリートが道路舗装用のものよりも安定度が高く、曲げ破壊に対する抵抗性も大きいことも1つの理由であろう。また、試験舗装に使われたアスファルトコンクリートは、アスファルト量の多いフローも大きな材料で、多分に塑性的な性質が支配的であるので、弾性係数が $60,000\text{kg/cm}^2$ のアスファルト混合物に対する図-5.43の結果と直接比較することもできない。

試験舗装の各試験区画における表層・基層内歪の繰返し荷重による変化、表層・基層に用いられたアスファルトコンクリートの材料強度等が求まらなると、表層・基層の破壊に対する路盤の等価値の厳密な検討はできないが、いま参考のために図-5.34~5.41などの結果を相互に比較して、各種安定処理路盤の等価値を推定すると、概略表-5.12のようになる。表層・基層の歪は、路床・

表-5.12 表層・基層内水平歪を基準にして求めた路盤の等価値

材種	試験区画	路盤厚 (cm)	材料条件	トラック荷重	原型走行荷重
アスファルト安定処理	No. 5-1	10	マーシャル安定度 435kg	2.0~3.0	3.0
	No. 5-2	10	〃 520kg	2.0~3.0	3.0
	No. 6-1	15	〃 305kg	1.7~2.3	1.0~1.7
	No. 6-2	15	〃 435kg	1.7~2.3	1.0~1.7
セメント安定処理	No. 7-1	15	$\sigma_7 = 18.6\text{kg/cm}^2$	1.7~2.3	1.7~2.3
スラグ	No. 7-2	15		1.7~2.3	1.7~2.3
浸透式マカダム	No. 8	15		1.0~1.7	1.0~1.7

路盤の変位に影響されるところが大であるので、このように求めた路盤の等価値は、路床あるいは路盤の沈下から求めた路盤の等価値ともならぬかの相関があろう。図-5.1で表層・基層の最大引張歪の等しいA, B舗装を等

価と考え、路盤の等価値を算定してあるが、A, B舗装の表層・基層厚ならびに材料は等しいので、もし路盤の耐久性がまったく両舗装等しければ、表層・基層の最大引張歪を基準にして求めた路盤の等価値でも、路盤の耐久性を考慮した等価値と等しくなる。しかし、一般にはここで用いたような方法から求まる等価値では、路盤の耐久性は考慮されない。安定処理路盤が粒調碎石より早く劣化し、路盤面上の沈下が大きくなる場合が問題となる。前節の検討から、浸透式マカダムでこのような傾向のあることがわかっているので注意しなければならない。

表層・基層内歪の場合と同じで、路床・路盤の耐久性を考慮することはできないが、路面の挙動を把握する目的で実施した路面全沈下と弾性沈下の結果から、路盤の等価値を算出してみる。舗装表面に表われるヒビワレの原因の1つに、路床・路盤の大きな復元変形がある。路盤面上の弾性沈下は測定されていないので、路面の全沈下および弾性沈下でこれを代用して考える。表-5.13が路面の全沈下の測定結果で、基準舗装となる試験区画No.2とNo.4の結果を図示したものが、図-5.44, 5.45である。これらに基づいて算定された各種安定処理路盤の等価値は表-5.14に示される。同様に、路面の弾性沈下の測定結果が表-5.15, 5.16であり、基準舗装の結果を図示した図-5.46を用いて算定した路盤の等価値は表-

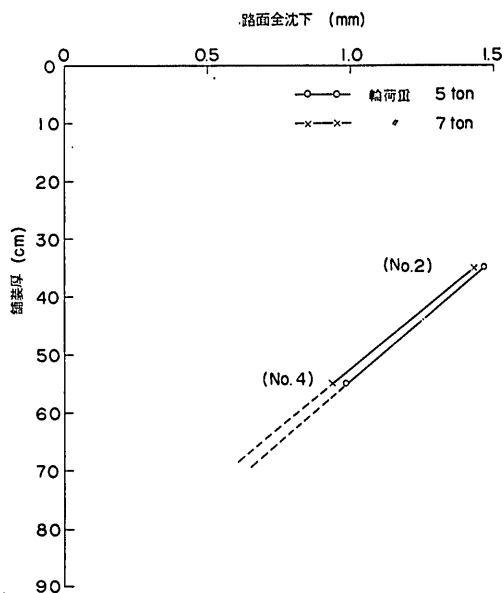


図-5.44 基準舗装厚と路面全沈下の関係(トラック荷重)

表-5.13 路面全沈下実測結果（静的載荷）

試験区画	舗装厚 (cm)	トラック荷重		原型走行荷重車		
		輪荷重 5 ton	輪荷重 7 ton	標準荷重	軽荷重A	軽荷重B
No. 2 (S-2)	35	1.46	1.43	9.18	9.25	4.62
No. 4 (S-4)	55	0.98	0.93	4.47	4.56	4.00
No. 6-1 (AC-3)	35	0.87	1.04	4.84	5.20	3.75
No. 7-1 (SC-5)	35	0.66	0.81	3.15	3.94	2.24
No. 7-2 (SG)	35	0.84	0.82	4.14	4.64	3.47
No. 15-1 (LC-1)	38	0.34	0.36	2.55	3.21	2.20

(単位：mm)

表-5.14 路面全沈下を基準にして求めた路盤の等価値

材種	試験区画	路盤厚 (cm)	材料条件	トラック荷重		原型走行荷重車		
				輪荷重 5 ton	輪荷重 7 ton	標準 荷重	軽 荷重A	軽 荷重B
アスファルト安定処理	No. 6-1	15	マーシャル安定度 305kg $\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	2.7	2.1	2.2	2.2	—
セメント安定処理	No. 7-1	15		3.2	2.7	2.7	2.5	—
スラッグ	No. 7-2	15	$\sigma_7=93\text{kg/cm}^2$	2.7	2.6	2.4	2.3	—
リージョンクリート	No. 15-1	15						

表-5.15 路面沈下実測結果（低速走行荷重，標準荷重）

試験区画	舗装厚 (cm)	反復作用回数 (回)	全沈下量 (mm)	塑性沈下量 (mm)	弾性沈下量 (mm)
No. 2 (S-2)	35	10	4.9	0.7	4.3
		50			
		100			
No. 4 (S-4)	55	10	4.0	0.6	3.4
		50	4.3	0.8	3.5
		100	6.0	2.7	3.3
No. 6-1 (AC-3)	35	10	4.2	0.7	3.5
		50	4.7	1.4	3.3
		100	3.3	0.3	3.0
No. 7-1 (AC-5)	35	10	3.6	0.6	3.0
		50	3.8	0.7	3.2
		100	2.6	0.2	2.4
No. 7-2 (SG)	35	10	4.0	0.6	3.4
		50	3.5	0.5	3.1
		100	2.3	-0.1	2.4
No. 15-1 (LC-1)	38	10	2.2	0.4	1.8
		50	1.8	0.3	1.6
		100	2.5	0.4	2.2

表-5.16 路面沈下実測結果 (低速走行荷重, 軽荷重B)

試験区画	舗装厚 (cm)	全沈下量 (mm)	塑性沈下量 (mm)	弾性沈下量 (mm)
No. 2 (S-2)	35	7.9(?)		
No. 4 (S-4)	55	3.3	0.8	2.5
No. 6-1 (AC-3)	35	3.0	0.5	2.5
No. 7-1 (SC-5)	35	2.1	0.4	1.7
No. 7-2 (SG)	35	3.5	0.8	2.7
No. 15-1 (LC-1)	38	1.9	0.4	1.5

表-5.17 路面弾性沈下を基準にして求めた路盤の等価値

材 種	試験区画	路盤厚 (cm)	材 料 条 件	原型走行荷重車		備 考
				標準荷重	軽荷重B	
アスファルト安定処理	No. 6-1	15	マーシャル安定度 305kg/cm ² $\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	2.3	2.3	
セメント安定処理	No. 7-1	15		2.8		
ス ラ グ	No. 7-2	15		2.5	2.2	
リーコンクリート	No. 15-1	15	$\sigma_7=93\text{kg/cm}^2$			※

※基層アスファルトコンクリートの等価値を3.0と仮定

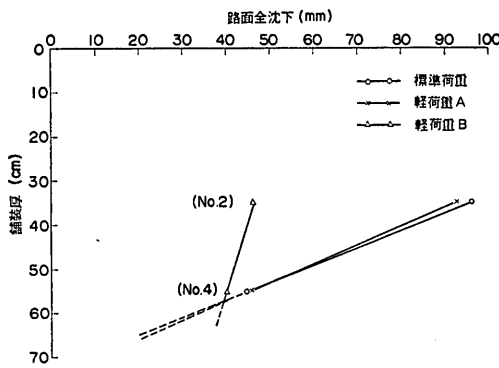


図-5.45 基準舗装厚と路面全沈下の関係 (原型走行荷重車)

5.17にある。図-5.46では、実測値にあわせるように弾性係数を仮定して計算⁴²⁾した3層弾性理論の結果も示され、これを参照して実測結果の曲線を引いている。

路床の場合と違って、路面の全沈下には塑性沈下がかなり含まれている。しかし、路面全沈下から求めた等価値 (表-5.14) と路面弾性沈下から求めた等価値 (表-5.17) はほとんど等しく、これらの沈下の間には相関性のあることがわかる。これらの路面の全沈下および弾性沈下から求めた路盤の等価値と、路床の全沈下および弾性沈下から求めた等価値 (表-5.5, 5.8) とを比較してみると、全般に路面の沈下からの方が大きい。特にセ

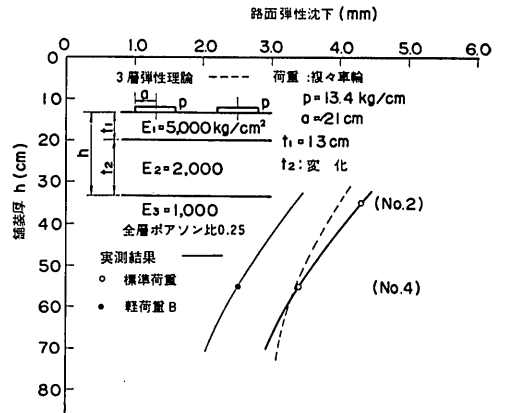


図-5.46 基準舗装厚と路面全沈下の関係 (原型走行荷重車)

メント安定処理やスラグでこのような傾向が顕著であるのは、これらの材料は自身の沈下が極めて小さいからであろう。

5.5 定処理路盤の等価値

前節までは、空港舗装の路盤の等価値に関して、舗装各層の破壊基準にのっとり検討してきた。ここでは、各基準から求めた路盤の等価値を比較し、それら間にある関係を明らかにし、あわせて空港舗装の設計に最も合理的な等価値を決定する。

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

表-5.18 各種基準から求めた路盤の等価値

材種	試験区画	路盤厚 (cm)	材料条件	路床				路盤 路面累積 塑性沈下	表層・基層		
				路床鉛直 応力	路床全沈 下	路床弾性 沈下	路床累積 塑性沈下		表層・基層 内水平 歪	路面全沈 下	路面弾性 沈下
アスファルト安定処理	No. 5-1	10	マーシャル安定度 435kg	1.6				1.8	2.0~3.0		
	No. 5-2	10	〃 520kg	1.7				2.3	2.0~3.0		
	No. 6-1	15	〃 305kg		2.0	2.7	2.3	1.8	1.7	2.2	2.3
	No. 6-2	15	〃 435kg	1.6				1.9	1.7		
セメント安定処理	No. 7-1	15	$\sigma_7=18.6\text{kg/cm}^2$	1.5	2.0	1.9	2.3	2.4	1.7~2.3	2.6	2.8
	No. 16-2	15	$\sigma_7=9.3\text{kg/cm}^2$	1.2							
	No. 17-2	15	$\sigma_7=35.6\text{kg/cm}^2$	1.6							
リーコンクリート	No. 14-1	10	$\sigma_7=35\text{kg/cm}^2$	2.2							
	No. 15-1	15	$\sigma_7=93\text{kg/cm}^2$	4.5		3.0					
	No. 15-2	15	$\sigma_7=35\text{kg/cm}^2$	1.8							
スラッグ	No. 7-2	15			1.8	1.8	2.2	2.3	1.7~2.3	2.4	2.3
浸透式マカダム	No. 8	15		1.4				1.0	1.0~1.7		

舗装各層の破壊に対して危険性があると考えられる要素をとりだし、各要素ごといくつかの荷重条件で試験を実施し、それらの結果に基づき路床の等価値が算定された。表-5.3, 5.5, 5.8, 5.9, 5.10, 5.12, 5.14, 5.17 がそれらの結果で、各要素ごとに平均値を求め、一覧表にしたのが表-5.18である。表-5.18をみると、各層の全沈下あるいは弾性沈下から求めた等価値が大きな値となっているのに対し、路床鉛直応力を基準にして求めた等価値は、総体的に小さな値を示している。また、路盤材料によっては、路面の累積塑性沈下から算出した等価値が、最も小さくなっているものもある。前にも述べたように、舗装には荷重が繰返して作用し、路盤を含めて舗装はこの繰返し荷重によって疲労するので、路盤の等価値の決定も、舗装、特に路盤の耐久性を考慮した検討を通してなされることが必要である。

このような事実と試験舗装の破壊が主に路床の異常沈下によることから、路盤の等価値としては、路床の鉛直応力を基準にした等価値と、路面の累積塑性沈下を基準にした等価値とを、相互に比較検討し決定することになる。

いま、両基準から求まる等価値の間の関係について、一般的な特質を考えてみる。式(5.2)でも示したように、舗装表面の累積塑性沈下 S は、路床、路盤、表層・基層の累積塑性沈下（それぞれ S_3, S_2, S_1 で表わされる）の合計したものである。まず、 S_3 について、図-5.1を参

照して、 σ_{h2} が等しい A, B 舗装の S_3 は、路床が同じであるならば等しいとする。多層構造の舗装の場合、断面の異なる2つの舗装に対し、一般には σ_{h2} が等しくても、 σ_{h2} （路床上の水平応力）は必ずしも同じ大きさにはならない。しかし、同一土質の場合、垂直応力が等しいと水平応力も等しくなるであろうことは、土圧論からも推定されることなので、 σ_{h2} の等しい舗装の S_3 は、A, B 舗装とも等しいと仮定しても実用上差支えないであろう。

いま、 S の等しい A, B 両舗装について、 σ_{h2} の大きさを比較すれば、つぎの3種類が考えられる。

- ① $\sigma_{h2B} > \sigma_{h2A} \quad \therefore S_{3B} > S_{3A}$
- ② $\sigma_{h2B} < \sigma_{h2A} \quad \therefore S_{3B} < S_{3A}$
- ③ $\sigma_{h2B} = \sigma_{h2A} \quad \therefore S_{3B} = S_{3A}$

A, B 舗装とも、表層+基層厚が等しければ、

- ①の場合 $S_{2B} < S_{2A}$
- ②の場合 $S_{2B} > S_{2A}$
- ③の場合 $S_{2B} = S_{2A}$

以上を図示すると、図-5.47 のようになる。図中の N は反復作用回数で、実測結果を参照して、 S と $\log N$ は直線関係にあるものとして示した。

S より求めた等価値を E_{qs} 、 σ_{h2} が等しいということから求めた等価値を E_{qc} とすれば、

- ①の場合は、 σ_{h2A} を σ_{h2B} に等しくするためには、路盤厚 h_{2A} をより薄くしなければならない。したがっ

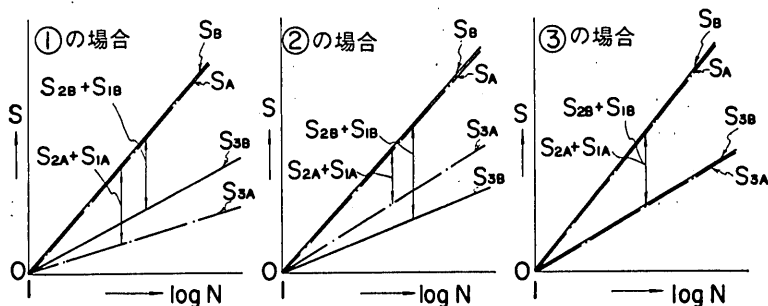


図-5.47 舗装各層の累積塑性沈下の分担

て、 $E_{qS} > E_{q0}$ となる。

②の場合は、同様に h_{2A} を厚くしてやればよいから、 $E_{qS} < E_{q0}$ である。

③の場合は、問題なく、 $E_{qS} = E_{q0}$ となる。

したがって、弾性計算などから σ_{22} を求めて、これをもとにして路盤の等価値を求めるだけでは十分でない。実験でどのような路盤がどの場合に当たるかを検討してやる必要がある。

舗装各層の材料は各種基準により規定され、その基準に適合するものが選ばれるので、一般にはさほど大きな材料条件の変動はない。これに対し、路床となる土は、CBR が2近い軟弱な粘性土から、路盤材にも流用できるような CBR が20~30といった強度の大きなものまで存在し、これらすべての場合に適用可能な路盤の等価値を決定する必要がある。路盤の等価値に及ぼす路床の強弱の影響の検討は次節でも行なうが、いまここでは、各基準から算定された等価値のうちどの値を採用すべきかの判断の助けとなる E_{qS} と E_{q0} の間の関係に及ぼす路床の累積塑性沈下の難易の影響を調べる。

まず、路床が弱く非常に沈下し易くて、舗装の S がほとんど路床の沈下に左右される場合、すなわち $S \approx S_3$ のような場合を想定する。この場合は、等価値 E_{qS} は路表面の σ_{22} にのみ左右されるであろうから、図-5.47の①、②、③とも $E_{qS} \approx E_{q0}$ となることが予想される。

つぎに、路床が強く極端に沈下しにくくて、舗装の S がほとんど表層・基層・路盤の沈下に左右される場合を考える。まず、図-5.47の①の場合を考えてみる。ある路床の下で $\sigma_{2A} < \sigma_{2B}$ 、累積塑性沈下 S の等しい A、B 舗装の路床が、極端に沈下の少ない強い路床になった場合、路床の沈下量 S_3 は0に近くなるので、表層+基層の厚さの等しい A、B 舗装の沈下量 S の差は、路盤の沈下量 S_2 の差にのみ左右される。①の舗装の場合 $S_{2A} > S_{2B}$ であるので、路床が強くなっても $S_{2A} > S_{2B}$ ならば、

$S_A > S_B$ となる。図-5.49をみてもわかるように、路盤上加わる鉛直応力 σ_{21} は、路床の強弱にほとんど影響されず一定である。このことから、路床が強くなっても $S_{2A} > S_{2B}$ の傾向は変わらないであろう。したがって、ある路床の下で $S_A = S_B$ であった舗装は、路床が強固になると $S_A > S_B$ になるものと推定される。このことは路盤の等価値 E_{qS} をもっと大きくとれるということの意味する。同じような論法で、図-5.47の②の場合には $S_A < S_B$ となり、 E_{qS} はもっと小さくならないと等価値でなくなる。③の場合は $S_A = S_B$ であるから、等価値は路床の強弱に関係なく一定となる。

以上をとりまとめると、図-5.47の各場合について、つぎのように表わせる。

①の場合 ($\sigma_{2A} < \sigma_{2B}$)

$$E_{qS} \text{ 大} \longleftarrow E_{qS} \longrightarrow E_{qS} \text{ 小} (=E_{q0})$$

路床強 路床弱

②の場合 ($\sigma_{2A} > \sigma_{2B}$)

$$E_{qS} \text{ 小} \longleftarrow E_{qS} \longrightarrow E_{qS} \text{ 大} (=E_{q0})$$

路床強 路床弱

③の場合 ($\sigma_{2A} = \sigma_{2B}$)

$$E_{qS} \text{ 不変} \longleftarrow E_{qS} \longrightarrow E_{qS} \text{ 不変}$$

路床強 路床弱

このように各基準から求めた等価値相互の関係がはっきりしてきたところで、空港舗装における合理的な路盤の等価値の決定を試みる。路盤の等価値としては、舗装各層の破壊を基準にして求めた等価値のうち、最も小さな値を採用することを原則としなければならない。なぜならば、舗装の破壊は路床、路盤、表層・基層のいずれにおいても生ずる可能性があるからである。表-5.18から E_{q0} と E_{qS} とを問題としなければならないことがわかる。

本研究でとりあげた各種安定処理路盤のうち、浸透式マカダムを除いて、他はみな図-5.47の③の場合に相当することが、路床・路盤の沈下や路床応力などの測定結

果から確められている。すでに検討したように、この場合には常に $E_{qs} > E_{qo}$ であり、路床が弱くなってくると、 E_{qs} は E_{qo} に近づいてくる。 E_{qs} は舗装全体の供用効果を表わす1つの指数と考えられるので、この値を路盤の等価値として採用することは、一見合理的にみえるが、すべての路床に適応する等価値としては、 E_{qo} をとらねばならないであろう。これに対し、浸透式マカダムは、図-5.47の②の場合にあたり、 $E_{qs} < E_{qo}$ で、路床が強くなると E_{qs} の値は小さくなると考えられる。かなりよい路床の本試験舗装の結果で E_{qs} は1.0であったので、浸透式マカダムの等価値としては、粒調碎石なみの1.0を一般にとればよからう。

各安定処理路盤の等価値を決定する基準が判明したところで、各材料の材質基準を検討してみる。本試験舗装に使われた路盤材の材料条件ならびに施工管理の結果などは3.4に示した。アスファルト安定処理、セメント安定処理、リーコンクリートなどは、いくつかの強度に対して試験が行なわれたので、必要最小強度および強度と等価値の関係などが明らかになってきた。

試験舗装には、マーシャル安定度(75回突固め)を3種類変えてアスファルト安定処理路盤が作られた。表-5.18をみてもわかるように、安定度の差があまり大きくなかったことも一因であろうが、等価値に及ぼす安定度の差異の影響は顕著なものではない。いま試験結果に基づけば、マーシャル安定度 300~499kg のアスファルト安定処理の等価値は1.6、500kg 以上は1.7と考えられる。

セメント安定処理については、十分な路盤効果を発揮するためには、7日圧縮強度(σ_7)が18.6kg/cm²以上は必要であることが認められた。ただし、 σ_7 が18.6kg/cm²は現場での強度で、試験での養生条件等に問題があったことを考えると、設計上の目標強度である30kg/cm²を必要最小強度と考える方が妥当であろう。また、アスファルト安定処理の場合と同様に、必要強度以上である範囲内の材料については、強度差が等価値に与える影響はさほど大きくないので、路盤の等価値としては、 $\sigma_7 > 30\text{kg/cm}^2$ の条件に対し、1.5を考えればよからう。同様に目標強度 $\sigma_7 > 50\text{kg/cm}^2$ に対しては1.6が妥当であろう。

リーコンクリートは、2種類の強度に対してしか試験が実施されていないので、十分明確な結論をだすにはいたらなかったが、設計目標強度、施工管理試験結果を参照して、 $50\text{kg/cm}^2 < \sigma_7 < 80\text{kg/cm}^2$ の場合は等価値として2.0、 $\sigma_7 \geq 80\text{kg/cm}^2$ の場合は3.0とすればよからう。

実測の等価値が4.5であるにもかかわらず、 $\sigma_7 \geq 80\text{kg/cm}^2$ の場合に3.0としたのは、 $\sigma_7 \geq 80\text{kg/cm}^2$ に相当する試験区画が1ヶ所だけで、その結果をそのまま採用するには問題があるので、走行試験での供用性などを参照しながら、基層用アスファルトコンクリートの等価値3.0と同等と考えたわけである。

近年その使用が多くなってきているスラグについても試験が実施された。スラグ路盤での E_{qo} は求まっていないが、他の基準から求めた等価値が、No.7-1のセメント安定処理の値よりわずかに低くだけで、両者の供用性が大変似かよっている。したがって、スラグの等価値としては、本試験舗装で使用した材料・材質と十分な養生期間があれば、セメント安定処理より少し低い1.3を採用することができるかもしれない。

以上述べてきた各種安定処理材の材料条件と路盤としての等価値は、一括して表-5.19のようにまとめることができる。空港舗装の設計にとって、この表の値が完全なものといえることはいえないが、少なくとも表-2.1に示した従来の等価値よりも信頼性のあるものとなったといえよう。

表-5.19 各種路盤の等価値

材料名	混合方式	主な材質	等価値
アスファルト安定処理	中央プラント	マーシャル75回安定度 500kg以上	1.7
	加熱混合	マーシャル75回安定度 300~499kg	1.6
セメント安定処理	中央プラント	$30\text{kg/cm}^2 \leq \sigma_7 < 50\text{kg/cm}^2$	1.5
	混合	$\sigma_7 \geq 50\text{kg/cm}^2$	1.6
リーコンクリート	中央プラント	$50\text{kg/cm}^2 \leq \sigma_7 < 80\text{kg/cm}^2$	2.0
	混合	$\sigma_7 \geq 80\text{kg/cm}^2$	3.0
スラグ			1.3
浸透式マカダム			1.0
粒調碎石	中央プラント混合		1.0

5.6 等価値の普遍化への検討

空港舗装の路盤の等価値として、どのような破壊基準をもとに算定された値を使用すべきかは判明した。しかし、各種路盤材に対する表-5.19の値は、砂路床上に限られた路盤厚の試験舗装から導びかれたもので、これらが空港舗装の設計に一般に使用できるかどうかはわからない。軟弱な路床の場合も表の値が使えるのか、路盤厚が厚い場合に等価値は変化しないのか、表層・基層のアスファルトコンクリートの弾性係数が変化したら等価値

はどうなるかなどの検討が必要である。

路床の強弱が E_{qs} の値を変化させる様子は前節で調べた。ここでは多くの路盤材の等価値の基準となる E_{q0} について、路床の種類がどのように影響するのかみてみる。路盤の等価値を考慮に入れて、図-5.48のように、A舗装およびこれと同じ効果を有すると想定したB舗装の2種類の舗装断面について、3層弾性体（ポアソン比0.5）と仮定した場合の路盤上および路床上の鉛直応力 σ_{z1} と σ_{z2} とが、路床の強さの種類（ E_3 を変化）に対してどのように変化するかを求めてみると⁴⁷⁾、図-5.49のようになる。これをみてもわかるように、路盤上の鉛直応力は、路床の種類に対してほとんど影響を受けない。また、路床上の鉛直応力 σ_{z2} は、路床の種類に対して大きく影響されるが、A,B両舗装の σ_{z2} , σ_{h2} 曲線が、実用上の範囲内でほぼ平行であることは、もしもある路床でA,B両舗装の路床上の σ_{z2} , σ_{h2} が等しければ、他の路床の場合も、両舗装の σ_{z2} , σ_{h2} はほぼ等しくなることを示している。換言すれば、路床の種類が変わっても、 E_{q0} の値は変動せず、すべての路床に対して同一の値を考慮することができる。

つぎに、アスファルト混合物からなる表層・基層の温度変化が等価値に及ぼす影響をみる。表層・基層のアスファルトコンクリートは、温度によってその弾性係数が大幅に変化する。通常温度範囲ならば、静的な弾性係数で4,000~20,000kg/cm²、動弾性係数で10,000~60,

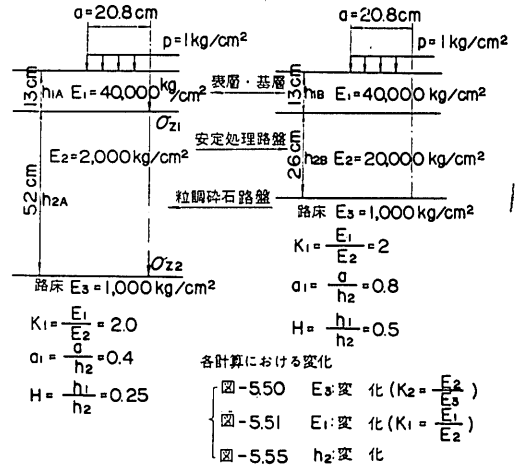


表-5.48 3層弾性計算説明図

000kg/cm² 程度に変化するといわれている。すなわち、夏場の試験と冬場の試験の差、静的な試験と動的な試験の差を調べ、アスファルトコンクリートの硬軟の差がどの程度等価値に影響を与えるかを検討しなければならない。

いま、図-5.48に示すA,B両舗装について、表層と基層の弾性係数を変化させてやった場合に、 σ_{z1} と σ_{z2} の値の変化を図-5.50に示す。図より $E_1=60,000, 40,000, 20,000\text{kg/cm}^2$ の3種類について、 σ_{z1} と σ_{z2} を拾い出せ

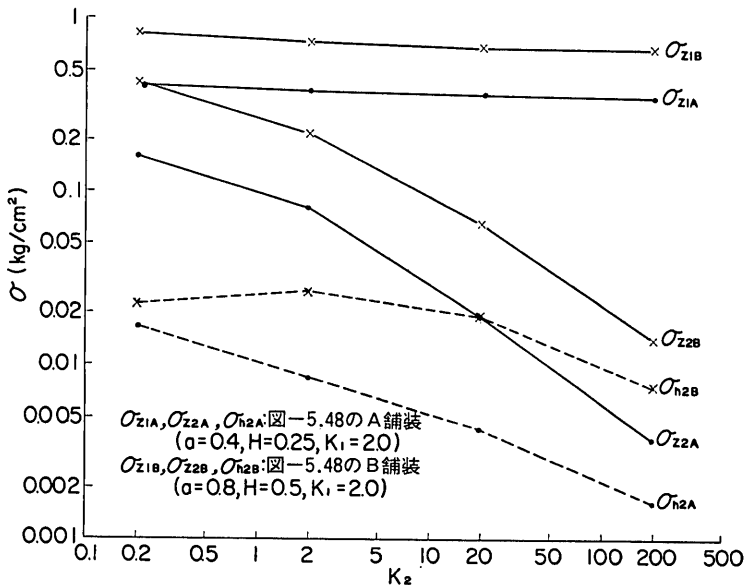


図-5.49 路床の変化にともなう σ_{z1} , σ_{z2} , σ_{h2} の変化

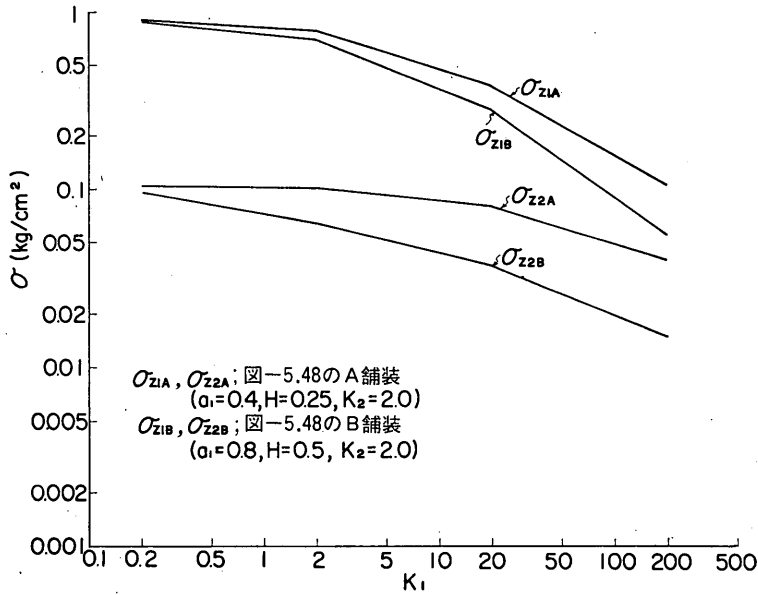


図-5.50 表層・基層の変化にともなう σ_{z1} , σ_{z2} の変化

表-5.20 各種 E_1 に対する σ_{z1} と σ_{z2}

E_1 (kg/cm ²)	A 舗装		B 舗装	
	σ_{z1} (kg/cm ²)	σ_{z2} (kg/cm ²)	σ_{z1} (kg/cm ²)	σ_{z2} (kg/cm ²)
60,000	0.30	0.070	0.60	0.059
40,000	0.38	0.080	0.70	0.065
20,000	0.47	0.085	0.74	0.072

ば、表-5.20 のようになる。 E_1 の変化にともなう σ_{z2} の変化の割合は、A, B 両舗装ともほとんど等しいことがわかる。このようなことから、路床の鉛直応力の等しい等価舗装で E_1 が変化しても、実用上は両舗装の σ_{z2} はいつまでも等しくあると考えられるので、 E_1 の変化は路盤の等価値の変化を引き起こさないとみなしてもよさそうである。

表層・基層の弾性係数は、温度のほかには荷重の載る状態によっても変化する。前に数値を示したように、静的な荷重に対する弾性係数は、動的な荷重に対するものの $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{4}$ といった小さな値である。このような弾性係数の変化に対する弾性理論に基づく検討は、前の温度変化による等価値の影響の考察と同じものとなるので省略する。ただ、本実験において路床鉛直応力を静的測定および動的測定した結果があるので、両者を比較してみる。図-5.51 がこれで、試験区画ごとに静的路床鉛直応力と動的

らわかるように、平均的にみれば、両者はほとんど等しい。動的測定の荷重速度は 5～15km/h で、実際の空港では誘導路の状況に相当し、この部分にも静的荷重から求めた路盤の等価値を適用しても問題ないことがわかった。

つぎに、荷重の大小が路盤の等価値に及ぼす影響について調べてみる。実際の空港の舗装上には、荷重が異な

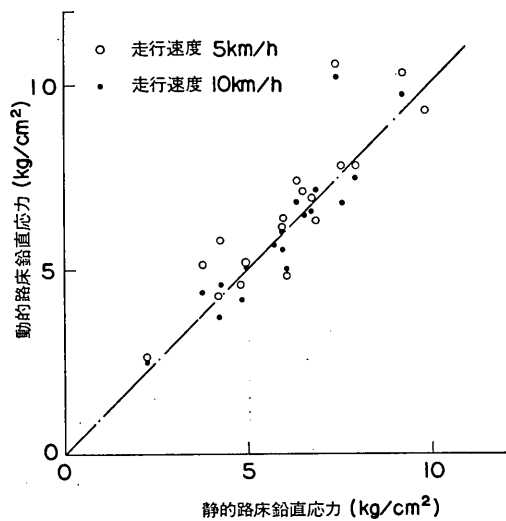


図-5.51 静的路床鉛直応力と動的路床鉛直応力の関係

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

る種々雑多の航空機が載り、これらに対して路盤の等価値が変化するようだと問題は大きい。なぜならば、本実験では3種類の航空機荷重に対してか試験がなされていないからである。いま、3種類の航空機荷重と2種類のトラック荷重の試験結果から、輪荷重と路床鉛直応力の関係を求めてみると、図-5.52, 5.53のように両者はほぼ直線になる。また、図-5.52中の点線で示すように、弾性理論によっても、 σ_{21} や σ_{22} は荷重の大小に正比例して増減する。この事実から路盤の等価値のうち E_{q0} は荷重の大小に関係なく一定であることは容易に理解される。ただし、 E_{q0} については、これが荷重の大小に係わ

らず一定であることの証明はできず、逆に荷重によって変化する可能性もある。しかし、表-5.10の結果などをみると、空港舗装で問題となるであろう荷重範囲では、 E_{q0} も一定と考えてもよさそうである。

最後に路盤の厚さおよび位置が等価値に及ぼす影響について考察を加える。本実験の安定処理路盤の厚さは、10cmと15cmの2種類で、実験結果だけからでは等価値に及ぼす路盤厚の影響は明らかにならない。弾性理論を用いて定性的な傾向を把握してみる。図-5.48で h_2 を種々に変えたときのA, B舗装の σ_{22} は図-5.54のようになる。この図を用いて、安定処理路盤にあたるB舗装の E_2 層の等価値 E_{q0} を、種々の路盤厚に対して求めて図示したのが図-5.55である。これを見ると、 E_{q0} は路盤厚が大きくなると徐々に小さくなっていく傾向のあることがわかる。しかし、この減少率はわずかであるので、実験から求めた等価値の精度を併せ考えると、空港

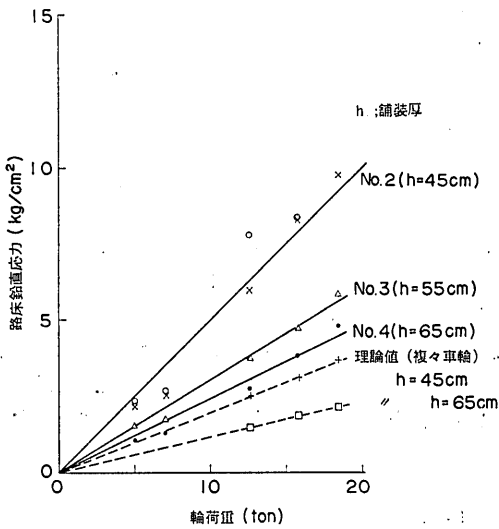


図-5.52 輪荷重と路床鉛直応力の関係(粒調碎石路盤の場合)

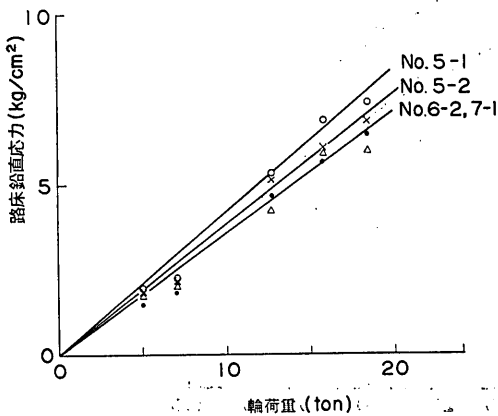


図-5.53 輪荷重と路床鉛直応力の関係(安定処理路盤の場合)

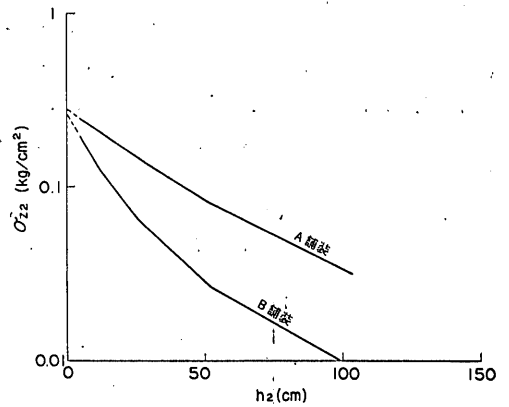


図-5.54 h_2 の変化にともなう σ_{22} の変化

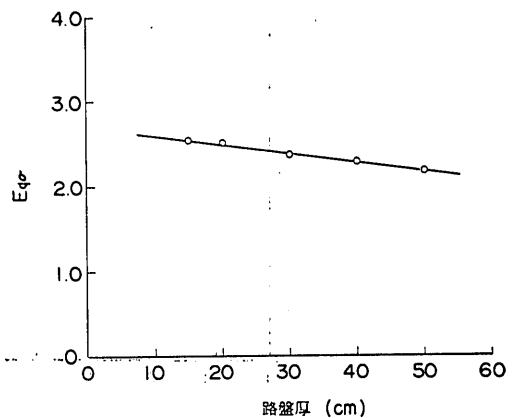


図-5.55 路盤厚の変化にともなう E_{q0} の変化

舗装の安定処理路盤として通常用いられる厚さの範囲では、 E_{q0} を一定とみなすことは実用上問題ないと思われる。

つぎに、本実験ではとりあげなかったが、軟弱地盤上の舗装に適するといわれているサンドイッチ舗装などのように、舗装下部に安定処理路盤をもってくる場合に、等価値がどのようになるかも検討の必要がある。図-5.56のように、舗装の上部に弾性係数の大きな層がある場合と、下にその層がある場合とで、路床上の応力 σ_{22} と丈夫な層と碎石層との境界の応力 σ_{21} を、3層弾性体としての計算から求めてみると、図-5.57 のようになる。これによると、路床上の応力 σ_{22} は大幅に異なる。すなわち、路床の沈下量も大幅に異なる。また、 σ_{21} はほとんど異ならないから、碎石部分の沈下量も B_1 , B_2 舗装では異なってくる。 B_1 舗装の路床は、 B_2 舗装に比べ σ_{22} が大きいから累積塑性沈下は大きくなる。しかし、碎石層の上に加わる力は、 B_2 舗装よりも小さいから、碎石層の累積塑性沈下は、 B_2 舗装よりも小さくなるであろう。同様に、安定処理材部分の累積塑性沈下は、 B_1 舗装の方が大きい。舗装表面での累積塑性沈下は、これらを足し合せたものであるから、 B_1 , B_2 舗装の沈下量が等しくなるとは必ずしもいえない。したがって、沈下の面からも B_1 , B_2 舗装が等価であるとは断言できない。

このように路盤の位置が上にあるか下にあるかによ

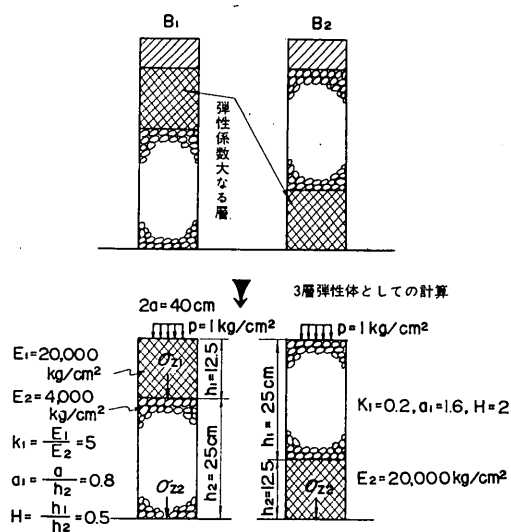


図-5.56 サンドイッチ舗装の弾性計算

て、等価値は変化すると予想される。今回の実験では残念ながらこの検討はできない。しかし、安定処理層のみの耐久性をとりあげるならば、下にあった方が拘束力が大きく、また σ_{21} も小さいので、耐久性がよいことは十分想像されるので、本実験で得られた等価値を使用することは十分安全側と考えられるが、今後に残された大き

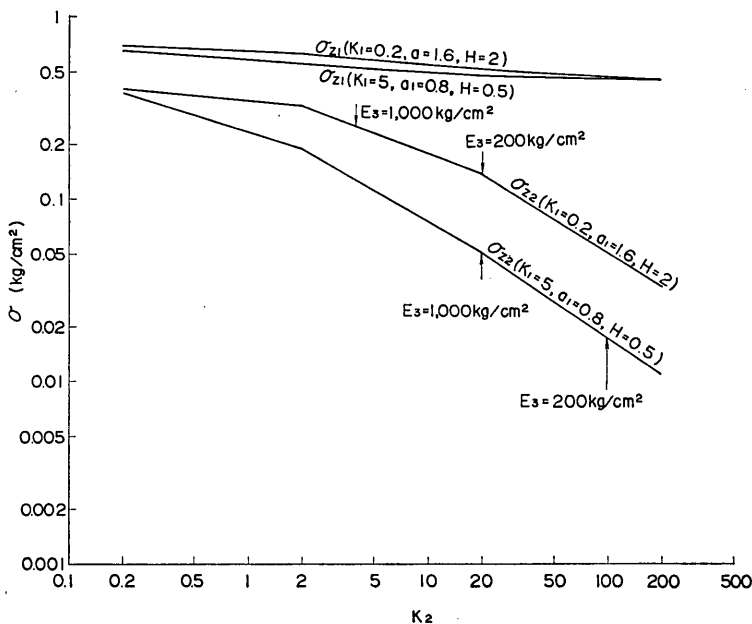


図-5.57 サンドイッチ舗装の場合の σ_z

な課題といえよう。

以上の検討から、表-5.19にとりまとめられた路盤の等価値の使用には、つぎのような制限がつけことがわかる。まず、路盤厚が大きくなると等価値は小さくなるので、表5-19の値は40~50cm程度の路盤厚までに適用し、それ以上の路盤厚では弾性計算結果などを参照して等価値を逡減して使用する必要がある。また、弾性係数の大きな安定処理材が、粒状材の下にくるようなサンドイッチ構造では、表-5.19の値と異なる等価値となる可能性がある。ただしこの場合は、表の値を使用することは安全側なので、さしつかえはないと思われる。

6. 結 論

砂路床上に製作された大型航空機用の空港舗装に対する各種試験結果を、弾性理論結果なども参照しながら解析した結果、空港舗装用路盤の等価値および関連する種々の問題点のうち、つぎに示すようなことがわかった。

i) 本研究の試験舗装のうち、粒調碎石路盤の舗装で、荷重が繰返し作用して舗装が破壊する原因は、主に路床の異常沈下であった。

ii) i)のほか、他の試験舗装での結果なども参照すると、材料や施工の条件が完全に満たされた空港アスファルト舗装の荷重繰返しによる破壊は、各層の中で強度が最も弱い路床で生ずることが多いと考えられる。

iii) 空港内の舗装区域により表層・基層の必要最小厚も変わるが、本研究の試験結果から判断して、耐用年数が短く、静的荷重が繰返し作用するような場所では、表層+基層厚は10cm程度が供用性がよいようである。

iv) 通常舗装で最も弱い路床上での荷重の反復作用回数は、舗装厚および路盤材料によって変化し、舗装表面で算出した反復作用回数とは異なると考えられる。しかし、現場CBRを使用して舗装厚を決める場合には、現在の反復作用回数の計算法は安全側である。

v) 路床の設計CBRは現場CBRをもとに算定する方が妥当のようだ。

vi) 舗装各層の破壊基準にのっとり算出された本研究の試験舗装の路盤の等価値は表-5.18である。

vii) 試験舗装の破壊状況、各基準から求めた等価値相互の関係、弾性理論の結果などを参考にして、路盤の等価値として表-5.19が採用された。アスファルト安定処理、セメント安定処理、リーコンクリート、スラグの等価値は、路床鉛直応力を基準に算出された値で、浸透式マカダムは路面累積塑性沈下による。

viii) 路床鉛直応力を基準に算出される路盤の等価値

E_{q0} は、弾性理論を参照すれば、路床の強さ（弾性係数）、表層・基層の強さ（弾性係数）、上載荷重の大小、路盤の厚さなどの影響をさほど大きく受けないので、表-5.19を一般に用いても実用上は問題ない。ただし、路盤厚が非常に大きい場合、弾性係数の大きな層を下部にもってくるサンドイッチ構造では、 E_{q0} の値は大きく変化するので注意を要する。しかし、サンドイッチ構造での等価値は表-5.19の値を使用すれば安全側ではあると考えられる。

ix) 路盤材の材質と等価値の関係も明らかになった。アスファルト安定処理の場合、マーシャル安定度（75回突固め）300~499kgで1.6、500kg以上で1.7であった。セメント安定処理の必要最小強度は、7日一軸圧縮強度で30kg/cm²で、30kg/cm² ≤ σ_1 < 50kg/cm²での等価値は1.5、 σ_1 ≥ 50kg/cm²では1.6が妥当であろう。リーコンクリートでは、50kg/cm² ≤ σ_1 < 80kg/cm²で2.0、 σ_1 ≥ 80kg/cm²で3.0が考えられた。スラグに対しては、十分養生期間があれば1.3がとれそうである。浸透式マカダムは沈下が大きく、1.0程度しかとれないようだ。

7. あとがき

現行の空港アスファルト舗装設計法に存在する問題点の解明のため、試験舗装による実験研究が行なわれた。問題点のうち、砂質土のCBR、多層系路盤のK値、航空機荷重の路床・路盤への伝達などに関しては、すでに別報告書にとりまとめられている。ここでは、空港舗装用の路盤の等価値を中心に、関連する問題点の解明に努めた。試験舗装に対し各種試験が実施されたが、それらの試験結果を駆使し、総合的な判断のもとに、路盤の等価値が決定された。

決定された路盤の等価値は、従来十分な検証なしに使用されてきたものに比べれば、はるかに合理的なものといえるが、いくつかの未解決な部分が残された。粒状化の恐れのあるセメント安定処理などの路盤材に対しては、その耐久性が完全に確められたとはいえないし、スラグのような材料では、十分な試験結果がないため、得られた等価値がやや信頼性に乏しい。また、リーコンクリートなどの路盤材では、材料条件が十分明確でない。そのほか、路盤の層構成に関連して、下部に弾性係数の大きな層をもってくるサンドイッチ舗装の場合の路盤の等価値は不明である。今後の調査や研究によって、これらの問題点は解明されねばならない。

路盤の等価値に関連して、空港舗装の破壊、表層+基

層厚、航空機の反復作用回数、路床の設計 CBR、砂路床の締固め度などの問題も考察されたが、データの不足等からいくつかの点で不明のままである。舗装区域によって表層+基層の必要最小厚は変わると思われるが、それらの基準がはっきりしない。特に、高速の走行荷重を受ける滑走路中間部で、水平せん断力に対する所要厚さを明確にする必要がある。航空機の反復作用回数も、従来の舗装表面での算定だけでは十分でなく、荷重の分散を考慮した路床上の反復作用回数を考える必要があるかもしれない。

このようにいくつかの問題点が今後に残されたとはいえず、空港舗装の設計、特に路床・路盤の設計に関しては、多くの前進をみたしと確信する。未解決の部分については、今後鋭意その解明に努力していく所存であり、諸賢の絶大なる研究支援をお願いする次第である。

謝 辞

本研究を含めて、空港舗装の路盤・路床に関する一連の研究には、運輸省航空局、港湾建設局、港湾技術研究所の各位から絶大なる御支援を頂いた。また、試験舗装が完全に製作されたことは、藤本憲久君の努力の賜物であり、載荷試験・走行試験の遂行・測定などには、吉田富雄君の大きな協力があった。以上の関係各位に深く感謝申し上げる。

また、本試験舗装の製作および解体調査は、日本舗道株式会社の請負工事の下に実施されたが、終始熱意をもって仕事を遂行されたことに対し、関係各位に謝意を表する次第である。(1972年9月30日受付)

参 考 文 献

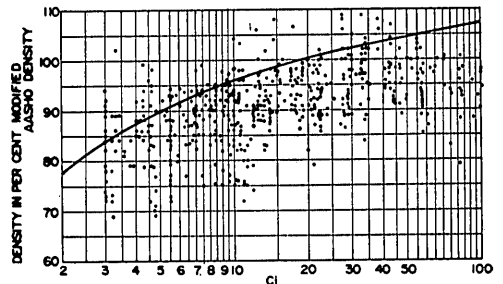
- 1) 須田 熙：空港瀝青舗装の舗装厚設計法に関する調査研究—空港舗装に関する調査研究(第6報)、港湾技研資料, No.52, June 1968
- 2) 須田 熙：空港瀝青舗装の材料および施工に関する調査研究—空港舗装に関する調査研究(第7報)、港湾技研資料, No.53, June 1968
- 3) 須田 熙, 佐藤勝久, 藤本憲久：空港アスファルト舗装構造の設計法に関する一提案, 港湾技研資料, No.54, Sept. 1968
- 4) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領, 1970
- 5) U. S. Army: Flexible Airfield Pavement, Air Force, TM5-824-2, Reprint of former EM1110-45-302, Aug. 1958.
- 6) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱, 1967, pp. 12~18
- 7) 4)と同じ, pp. 36~38
- 8) 高橋国一郎他：AASHO道路試験, 日本セメント技術協会, 1966
- 9) 須田 熙：空港滑走路における今後の課題, コンストラクション, Vol. 5, No. 10, 1967, pp. 28~29
- 10) 日本アスファルト協会：滑走路の表層材料に関する研究, 1966, pp. 2~4
- 11) R. Horonjeff: Planning and Design of Airports, McGraw-Hill, 1962, pp. 205~206.
- 12) 6)と同じ, p. 60
- 13) 4)と同じ, p. 91
- 14) 須田 熙：原型載荷槽および原型走行荷重車の製作について, 港湾技研資料, No.97, Mar. 1970
- 15) 須田 熙, 佐藤勝久, 吉田富雄：砂質土の現場CBRと室内CBRの関係, 港湾技術研究所報告, 第10巻, 第3号, Sept. 1971
- 16) 須田 熙, 佐藤勝久：多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第11巻, 第1号, Mar. 1972
- 17) 佐藤勝久, 須田 熙：航空機荷重の路床・路盤への伝達機構に関する一研究—巨人機の設計荷重, 港湾技術研究所報告, 第11巻, 第3号, Sept. 1972
- 18) Corps of Engineers, U.S. Army: Pavement Mix Design Study for Very Heavy Gear Loads Pilot Test Section, Technical Report No. 3-594, Feb. 1962.
- 19) 土質工学会：土質試験法, 土質工学会, 1969, pp. 636~639
- 20) 10)と同じ, p. 3
- 21) Federal Aviation Administration: Airport Paving, May 9, 1967
- 22) Department of Transport, Canada: Pavement Design and Construction Manual Section I, Dec. 1963, 77pp., Feb. 1964, 98pp.
- 23) 市原松平, 熊谷泰彦, 田中益弘：土圧計の応力集中に関する実験, 第5回土質工学研究発表講演集, 1970年6月, pp. 165~168
- 24) 6)と同じ, pp. 37~55
- 25) 6)と同じ, pp. 148~150
- 26) 須田 熙, 佐藤勝久, 阿部洋一：航空機タイヤの平均接地圧に関する一考察, 港湾技術研究所報告, 第9巻, 第2号, June 1970, pp. 39~59

27) 6)と同じ, p.7
 28) 4)と同じ, pp.10~13
 29) Gayle Me Fadden 他: Discussion for Flexible Pavement, A. S. C. E., Transaction, Vol. 115, 1950, pp. 575~589.
 30) 竹下春見: 新編道路工学, 金原出版, 昭和36年, p. 145
 31) 8)と同じ, pp.153~181
 32) 須田 熙, 駒田幸彦: 講座「測定」応用編その6 空港, 土木学会誌, Mar. 1967, pp. 95~101
 33) 5)と同じ, pp.37~39
 34) 4)と同じ, pp.31~32
 35) W.J. Turnkull, R.G. Ahlvin: Mathematical Expression of the CBR Relations, Proc. 4th International Conference on S.M.F.E., 1957, pp. 178 ~180
 36) R.G. Ahlvin: Flexible Pavement Design Criteria, A.S.C.E., Vol. 88, No. ATI, Aug. 1962, pp. 15 ~33
 37) O.J. Porter: Development of Original Method for Highway Design, A. S. C. E., Transactions, Vol. 115, 1950, pp. 461~467.
 38) Nai C. Yang: Systems of Pavement Design and Analysis, Highway Research Record, No. 239, 1968, pp. 25~53.
 39) Bonner S. Coffman他: Theoretical Asphaltic Concrete Equivalences: Highway Research Record, No. 239, 1968, pp. 95~119.
 40) Marshall R. Thompson: Lime-Treated Solis for Pavement Construction, Journal of the Highway Division, Proc. of A.S.C.M., Vol. 94 No. HW2, Nov. 1968, pp. 191~217.
 41) 須田 熙他: 静的載荷試験による空港舗装の実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第9巻, 第3号, Sept. 1970, pp. 114~115
 42) 須田 熙, 佐藤勝久: 複数円形等分布荷重による多層弾性体中の変位と応力の近似計算法, 港湾技研資料, No. 146, Sept. 1972
 43) 土木学会, 空港舗装調査研究委員会: 新東京国際空港における試験舗装計画, 土木学会, 昭和45年5月, pp. 22~25
 44) 38)と同じ, pp.119~122 pp.139~140
 45) 秋山政敬, 細田昌夫: たわみ性舗装体の弾性変位係数と温度, 土木学会第24回年次学術講演集, 1969年

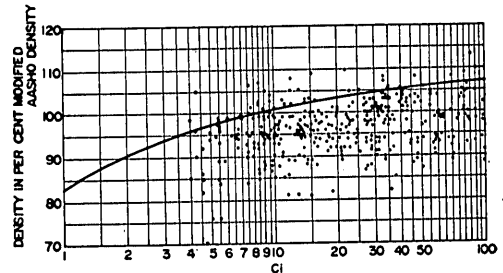
9月, pp.303~304
 46) P.S Pell, P.F. McCarthy, R.R. Gardner: Fatigue of Bitumen and Bituminous Mixes, Int. Jour. of Mech. Sciences, Vol. 3, 1961.
 47) A. Jones: Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems, H.R.B. Bulletin 342, 1962, pp. 176~214.
 48) 4)と同じ, pp.32~33

付録 砂路床の締固め度

路盤や路床の締固め度は、道路よりも上載荷重の大きな空港舗装では、特に注意すべき点である。現行の空港アスファルト舗装設計法の締固め度規定は、CEの方法⁵⁾に準じたもので、路床についてはつぎのように決めている⁴⁸⁾。設計CBRが20以上の路床では、JIS A 1210の2.5による γ_{dmax} の100%以上に締固める。これに対し、設計CBRが20未満の盛土路床または置換え路床ならば、非粘性土で γ_{dmax} の95%以上、粘性土で γ_{dmax} の90%以上が必要で、あわせて付表-1に示す規定値を満たさねばならない。また、設計CBRが20未満の切土路床の場合には、乱されない試料の乾燥密度(γ_d)が、 γ_{dmax} に対して付表-1の規定以上でなければならない。付表-1は付図-1の曲線(CEが採用した必要締固め曲線)から求めたもので、表中の C_i は、締固め度を求めよう



(a) 粘性土

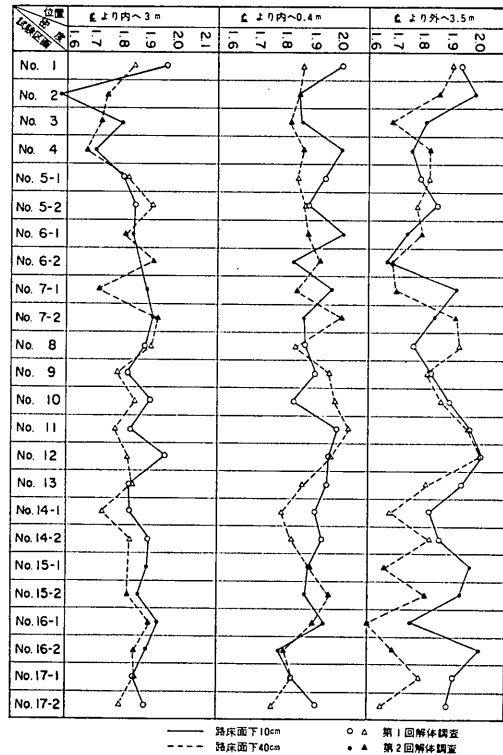


(b) 非粘性土

付図-1 CE法の締固めと締固め指数関係図

付表-1 設計 CBR 20 未満の土の必要締固め度
(空港アスファルト舗装構造設計要領)

Ci	$r_d/r_{dmax} \times 100(\%)$	
	粘 性 土	非 粘 性 土
2未満	75	85
2.0	78	90
2.5	81	93
3	83	94
3.5	86	95
4	87	96
4.5	88	97
5	90	97
5.5	91	98
6	92	98
6.5	92	98
7	93	99
7.5	93	99
8	94	99
8.5	94	(Ci ≥ 8.5)100
9	95	
9.5	96	
10	96	
12	97	
14	98	
16	99	
18	100	
20以上	100	



付図-2 路床乾燥密度測定結果 (舗装解体調査時)

とする層の表面から、基準舗装の表面までの厚さに対応する設計 CBR で、設計対象航空機の舗装厚設計曲線から逆算して求めた値である。

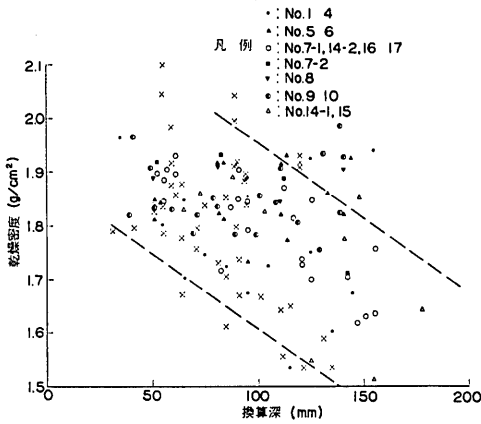
以上示した規定は、粒状材路盤だけからなる普通のアスファルト舗装の場合のもので、設計対象航空機がどのようなものでも、付表-1を用いれば、任意の深さの所要締固め度を求めることができる。しかし、路盤に安定処理材を使った普通のアスファルト舗装構造と異なる場合には、前述のような方法を直接用いることはできない。このような舗装に対してはどのようにしたらよいのであろうか。

付図-2は試験舗装解体調査における路床乾燥密度の測定結果の一部である。舗装製作前の路床の乾燥密度は表-3.3にある。試験舗装には各種安定処理路盤が舗設された。いま、このような路盤を持つ舗装を、供用効果の等しい粒調碎石路盤の舗装(等価舗装)に置換えて考えてみる。ここでは路床の密度を問題にしており、これは路

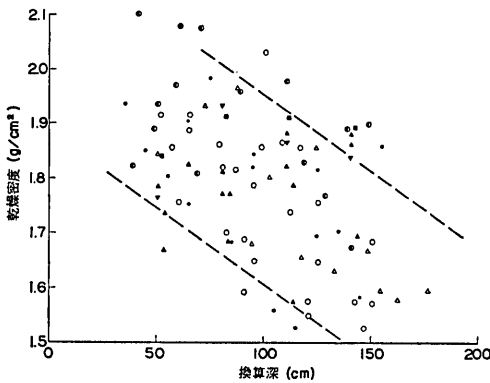
床鉛直応力に深く関係するので、等価舗装の厚さの算出のための路盤の等価値は、路床鉛直応力から求めたものを使用する。表-5.19に示されている値を主に用いたが、浸透式マカダムについては、表-5.18の E_{q0} の 1.4 を用いる。また、表層+基層厚13cmを標準とし、他は表層・基層のアスファルトコンクリートの等価値を 3.0 として換算した。

路床密度の測定点の深さをこの等価舗装厚を用いて算出したものを換算深さとするれば、測定結果に基づいて、換算深さと路床乾燥密度の関係は、付図-3~5のようになる。これらの図は、走行回数の異なる箇所ごとに整理してある。付図-3は試験舗装中心線から内側へ3mの位置の結果で、車両の通行はまったくなかったところである。図には舗装解体時の結果のほかに、舗装製作前の施工管理試験データによるものを×印でプロットしてあるが、両者はほとんど等しい。付図-4は中心線の外側へ3.5mの点の密度である。この点は軽荷重Bの走行試験の際トラクター前車輪が通ったが、ほとんど密度上昇は認められない。付図-3,4の……線は、密度測定結果の上、下限を示している。

空港舗装における路盤の等価値に関する研究

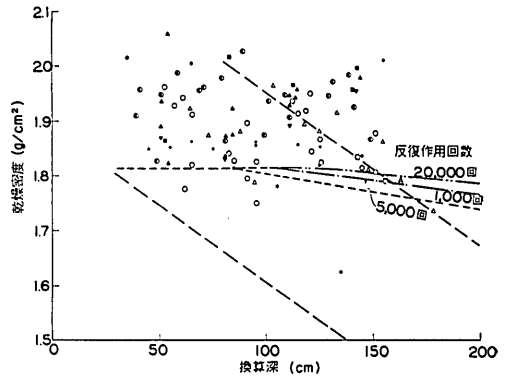


付図-3 換算深さと路床乾燥密度の関係（中心線より内側へ3mの地点）



付図-4 換算深さと路床乾燥密度の関係（中心線より外側へ3.5mの地点）

付図-5は中心線より内側へ0.4mの地点の密度で、標準荷重が約1,000回通っている。図中の……線は付図-3, 4から求めた走行前の密度で、この地点の密度が原型走行



付図-5 換算深さと路床乾燥密度の関係（中心線より内側へ0.4mの地点）

荷重車の走行によってかなり上昇していることがわかる。図中に点線、一点鎖線、二点鎖線で示してあるのは、前に述べた方法に基づく密度規定で、本実験の標準荷重に対するものである。これをみると、反復作用回数20,000回の密度規定の直線が測定密度の下限值となっている。走行によって密度上昇することは、すなわち路床および舗装が沈下することであるので、できるだけ施工時に所要の密度まで締固めておかねばならない。付図-5の結果をみると、締固め度規定としては、反復作用回数20,000回に相当するものを使用する必要がありそうだ。しかも、走行後の測定密度の多くが、規定の直線をかなり上まわっていることから、路床をできるだけ締固めておくことが望まれる。

これらの考察は、路床と考えられる部分についてのもので、路床の下にくる地盤の密度がどのように変化するかといった問題は含まれていない。舗装面からの深さ（換算）が150~200cm以上で、走行荷重によって密度がどのように上昇するのは今後の課題で、特に埋立地のような場合には重要な興味ある問題である。

6. 地表における強震記録より推定した基盤の 地震動の特性

土 田 肇*・上 部 達 生**

要 旨

耐震設計に必要な入力地震波の特性を把握するため、地表で得られた強震記録から重複反射理論により、基盤を伝播する地震波（入射波）を求め、そのスペクトル特性等を検討した。

対象とした記録は10観測地点で得られた37本の記録で、そのうち1地点では岩盤上に強震計が設置されている。入射波の特性の検討には、主に非減衰加速度比応答スペクトルを用いた。

解析の結果、5地点で入射波のスペクトルが周期0.15~0.25secに鋭いピークを有する形を示し、これは岩盤上の地震記録のスペクトルと一致した。また、2地点では、前記各地点のスペクトルと一致はしないが似た傾向を示す入射波のスペクトルが得られた。残る2地点の入射波のスペクトルはばらつきも多く共通性は薄かったが、その理由は明らかでない。

* 構造部 耐震構造研究室長

** 構造部 耐震構造研究室